

AALTO-YLIOPISTON  
TEKNILLINEN KORKEAKOULU

Insinöörیتieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta  
Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos  
Pohjarakennus ja maamekaniikka

Vernerі Vulkko

Kotkan Sataman autokenttien kunnossapito

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin  
tutkintoa varten Espoossa 26.3.2010

Työn valvoja professori Pauli Vepsäläinen  
Työn ohjaaja diplomi-insinööri Riitta Kajatkari

<b>Tekijä:</b>	Verner Vulkko		
<b>Diplomityö:</b>	Kotkan Sataman autokenttien kunnossapito		
<b>Päivämäärä:</b>	26.3.2010	<b>Sivumäärä:</b>	59 s. + liitteet 15 s.
<b>Professori:</b>	Pohjarakennus- ja maamekaniikka	<b>Koodi:</b>	Rak-50
<b>Valvoja:</b>	Professori Pauli Vepsäläinen		
<b>Ohjaaja:</b>	Diplomi-insinööri Riitta Kajatkari		
<b>Avainsanat:</b>	painuma, painumavaurio, geovahviste, viemärointi		
<p>Työn tavoitteena on tuoda esiin kunnossapidon kannalta keskeisiä ongelmia autokenttien elinkaaren aikana. Tutkimuksessa keskitytään lopullisen painuman määrittämiseen ja painumien aiheuttamiin ongelmiin, joita ovat sadevesien lammikoituminen, valaistuksen rakenteiden vaurioituminen ja geovahvisteen siirtymät.</p> <p>Ruoppausmassojen läjitysalueen päälle rakennetut autokentät painuvat koko elinkaarensa ajan. Ruoppausmassat on pidettävä päällysrakenteen alla kapseloituna. Perusrakennetyyppinä on käytetty geovahvistetta ja pengertäytettä kalliomurskeella. Autokenttien painumia ei ole laskettu aiemmin. Joillakin alueilla kokonaispainuman loppuarvo on tämänhetkiselä varastokäytöllä &gt; 1,8 m. Nykyistä raskaampi varastointikäyttö lisää kokonaispainumaa. Kunnossapidon kannalta on merkittävää suorittaa säännöllistä painumamittausta, jonka tulokset ovat lähtötietoja viemäroinnin suunnitteluun ja rakentamiseen.</p> <p>Painuman laskenta perustuu ennen kenttien rakentamista suoritettuihin pohjatutkimuksiin. Pohjatutkimustieto on osin puutteellista ja osa painumaparametreista on määritetty likimääräisämenetelmillä. Kokonaisuuden kannalta painumalaskennan tulosta voidaan pitää luotettavana. Painuma lasketaan Suomessa yleisimmin käytetyllä tangentialmoduulimenetelmällä.</p>			

<b>Author:</b>	Verner Vulkko		
<b>Thesis:</b>	Maintenance of Port of Kotka Ltd car yards		
<b>Date:</b>	26.3.2010	<b>Number of pages:</b>	59 p. + app. 15 p.
<b>Professorship:</b>	Soil mechanics and foundation engineering	<b>Code:</b>	Rak-50
<b>Supervisor:</b>	Pauli Vepsäläinen, Professor		
<b>Instructor:</b>	Riitta Kajatkari, M.Sc. (Tech)		
<b>Key Words:</b>	settlements, settlement damages, georeinforcements, sewerage		

The aim of this work is to adduce key problems that will occur during the car yards' life cycle. Defining final settlement and problems due settlements will be focused on. Problems which will occur are gathering of water, damages on lighting structures and displacements of georeinforcements.

Car yards build on dredging landfills will settle during whole their life cycle. Dredging landfills are to be permanently capseled below surface structures. Basic surface structure type used is georeinforcement covered with crushed stone. Final settlements have not been calculated before. Value of final settlement with current storing usage is > 1.8 m on certain areas. Heavier storing loads will cause greater settlements. Regularly executed settlement measurings are significant part on maintenance because results will give basic information for designing and building of sewerage.

Calculation of settlement is based on ground surveys executed before building. Results of the ground surveys are partly incomplete. In general the result of settlement calculation can be considered reliable. Tangent modulus method, most commonly used in Finland, will be used in settlement calculations.

## **ALKUSANAT**

Tämä diplomityö tehtiin opinnäytetyönä Aalto-yliopiston teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan tutkimusryhmässä. Työn tilaajana oli Kotkan Satama Oy.

Työn valvojana toimi Aalto-yliopiston teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan professori Pauli Vepsäläinen. Työn ohjaajana toimi Kotkan Satama Oy:n tekninen johtaja DI Riitta Kajatkari. Esitän parhaat kiitokseni valvojalle ja ohjaajalle ohjauksesta ja palautteesta.

Lisäksi haluan kiittää perhettä ja ystäviä tuesta ja kannustuksesta.

Kotkassa maaliskuussa 2010

Verner Vulkko

## Sisällysluettelo

1	Johdanto .....	8
1.1.	Hietasen sataman tausta-alue .....	8
1.2.	Autokenttien rakentaminen .....	8
1.3.	Autokenttien kunnossapito .....	8
2	Rakennetut kenttäalueet .....	8
3	Ruoppausmassojen läjitys ja pilaantuneisuus .....	9
3.1.	Ruoppaus ja läjitys .....	9
3.2.	Valtioneuvoston asetus maaperän pilaantuneisuuden arvioinnista .....	11
3.3.	Ruoppausmassojen pilaantuneisuus .....	12
4	Pohjatutkimukset .....	14
4.1.	Tutkimustulosten käytön tavoite .....	14
4.2.	Siipikairaus .....	14
4.3.	Siipikairaukset 2004 .....	16
4.4.	Painokairaus .....	17
4.5.	Maanäytteet .....	17
4.6.	Vedenpinta läjitysalueiden päällä olevilla kentillä .....	18
4.7.	Painumaparametrit .....	19
4.8.	Painumaparametrit $m$ , $\beta$ ja $cv$ .....	20
5	Rakennettujen kenttien päällysrakennetyypit .....	23
5.1.	Yleistä .....	23
5.2.	Alue A0 .....	23
5.3.	Alueet A1, entinen kaatopaikka ja A5 .....	24
5.4.	Alueet A3 ja A4 .....	26
5.5.	Päällysteet rakennetuilla kentillä .....	28
5.6.	Geosynteettiset tuotteet rakennetuilla kentillä .....	29
5.7.	Geotekstiilit, geokomposiitit ja geoverkot .....	29
6	Kenttien painumien laskenta .....	30
6.1.	Yleistä .....	30
6.2.	Alkupainuma .....	30
6.3.	Terzaghin konsolidaatioteoria .....	30
6.4.	Tangenttimoduulimenetelmä .....	32
6.5.	Alueen A0 primaaripainuma .....	34
6.6.	Painumanopeuden laskenta .....	35
6.7.	Painumanopeus alueella A0 .....	37
6.8.	Sekundaarinen painuma .....	38
6.9.	Painumat alueilla A3 ja A4 .....	39
7	Geovahvisteet rakenteissa .....	40
7.1.	Yleistä .....	40
7.2.	Vahvisten mitoituslujuuteen vaikuttavia tekijöitä .....	41
7.3.	Vetolujuuden ominaisarvo .....	42
7.4.	Materiaaliominaisuuksien hajonnan ja viruman ekstrapoloinnin osavarmuusluku 42	
7.5.	Rakennusaikaisen vaurioitumisen osavarmuusluku .....	43
7.6.	Ympäristötekijöiden osavarmuusluku .....	43
7.7.	Muodonmuutosominaisuudet .....	43

7.8.	Maan ja vahvisteen välinen kitka.....	43
7.9.	Geovahvisteen käyttäytyminen alueella A0.....	44
7.10.	Geovahvisteen käyttäytyminen alueilla A3 ja A4.....	45
8	Kuivatus .....	46
8.1.	Yleistä .....	46
8.2.	Rakennetut hulevesiviemärit.....	46
8.3.	Alue A0 .....	46
9	Painumavaurioiden korjaus ja kuivatuksen huomioiminen .....	48
9.1.	Yleistä .....	48
9.2.	Painumien korjaus alueella A0.....	48
9.3.	Painumien vaikutus valaistuksen rakenteisiin.....	52
10	Pohjanvahvistusmenetelmiä .....	55
10.1.	Yleistä .....	55
10.2.	Pilaristabilointi .....	56
10.3.	Määrämittaiset pilarit .....	56
11	Yhteenveto ja johtopäätökset .....	57
11.1.	Painuman eteneminen .....	57
11.2.	Kuivatus .....	57
12	Lähdeluettelo.....	58

## Symboli- ja lyhenneluettelo

$c$	koheesio
$c_v$	konsolidaatiokerroin
$f$	vetolujuus
$F$	hienousluku
$H$	suotovirtausmatkan pituus
$I_p$	plastisuusluku
$k$	vedenläpäisevyyskerroin
$l$	pituus
$M$	kokoonpuristuvuusmoduuli
$m$	moduuliluku
$p$	kuormitus pinta-alayksikköä kohden
$P$	pistekuorma
$s_u$	suljettu leikkauslujuus
$S$	painuma
$S_r$	kyllästysaste
$S_s$	häiriintymättömän maan leikkauslujuus
$S_{sh}$	häiriintyneen maan leikkauslujuus
$S_t$	sensitiivisyys
$t$	aika
$T_v$	aikakerroin
OCR	ylikonsolidoitumisaste
$u$	huokospaine
$U$	konsolidaatioaste
$W_p$	kairausvastus
$z$	syvyys
$\alpha$	kerroin
$\beta_1$	normaalisti konsolidoituneen maakerroksen jännityseksponentti
$\beta_2$	ylikonsolidoituneen maakerroksen jännityseksponentti
$\varepsilon$	suhteellinen muodonmuutos
$\mu$	reduointikerroin
$\phi$	kitkakulma
$\gamma$	tilavuuspaino
$\gamma_{m,i}$	varmuuskerroin
$\rho$	kiintotiheys
$\sigma_c$	konsolidaatiojännitys
$\sigma_{vo}$	vallitseva pystysuora jännitys
$\sigma_v$	vertailujännitys

# **1 Johdanto**

## **1.1. Hietasen sataman tausta-alue**

Hietasen tausta-alue on entistä Kymijoen pohjaa, joka koostuu paksuista savikerroksista. Tausta-alueelle on perustettu ruoppausmassojen läjitysalueita rakentamalla alueen reunoille moreenipenkereitä ja niiden sisäpuolelle jääneille alueille on läjitetty imuruoppausmassoja sataman kunnossapitoruoppausten yhteydessä. Tausta-alueen länsiosassa on lisäksi entinen teollisuusjätteiden kaatopaikka ja entinen maankaatopaikka.

## **1.2. Autokenttien rakentaminen**

Viimeiset ruoppausmassat läjitettiin altaisiin vuosina 2002–2003. Ruoppausmassat ovat erittäin löyhiä liejupitoisia savi- ja silttimassoja ja ne on luokiteltu pilaantuneiksi maiksi. Ympäristöluvissa määrättiin läjitysalueet peitettäväksi läjityksien jälkeen tavoitteena ruoppausmassojen pysyvä kapselointi päällysrakenteiden ja reunapenkereiden sisään. Päällysrakenteet rakennettiin vuosina 2005–2007 ja ne peittävät kokonaisuudessaan läjitys-  
altaat. Myös entinen kaatopaikka maisemoitiin tässä yhteydessä. Syntyneet kenttärakenteet toimivat henkilöautojen varastokenttinä.

## **1.3. Autokenttien kunnossapito**

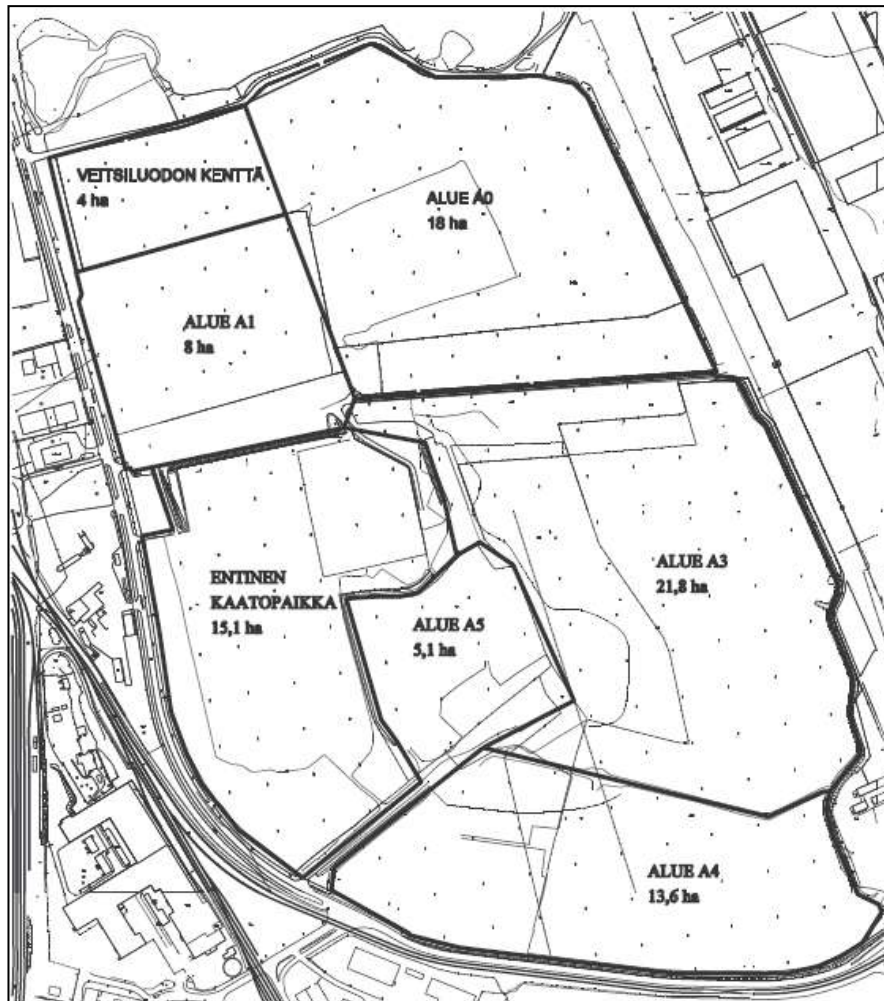
Kenttien kunnossapitoon vaikuttavia asioita ovat kenttien epätasaisten painumien seuranta ja pyrkiminen niiden tasoittamiseen, sekä kuivatuksen suunnittelu painuville kentille. Kokonaispainumaa ja siihen kuluva aikaa ei ennen tämän työn kirjoittamista ole määritetty. Joitakin painumamittauksia on kenttäalueilla tehty rakentamisen jälkeen. Ennen kenttien rakentamista on Hietasen sataman tausta-alueella suoritettu pohjatutkimuksia, joiden tuloksien perusteella voidaan laskea ja arvioida painumia. Painumat tulevat olemaan suuria; joillakin alueilla kokonaispainumat ovat lähellä kahta metriä. Kokonaispainuma vaikuttaa aluekuivatuksen suunnitteluun ja kentillä olevan valaistuksen rakenteisiin. Painumaan kuluvan ajan perusteella voidaan arvioida, missä laajuudessa ja milloin pysyvät kuivatusrakenteet voidaan kentille rakentaa, ja mitä väliaikaisia kuivatusjärjestelmiä on mahdollista rakentaa. Kotkan sataman on jatkossakin suoritettava kunnossapitoruoppauksia Hietasen satamaan johtavalla väylällä ja uusi läjityallas perustetaan nykyisten kenttä-  
alueiden pohjoispuolelle. Nykyisten autokenttien kunnossapitoon liittyvien ongelmien esittäminen antaa osaltaan lähtökohtia tulevan läjitysaltaan päällysrakenteiden suunnitteluun.

# **2 Rakennetut kenttäalueet**

Kenttäalueet on jaettu seitsemään osa-alueeseen osin suunnittelu- ja rakentamisvaiheen aikana käytettyjen nimien mukaisesti. Aluejako on esitetty kuvassa 1. Juuri tämä jaottelutapa on tarpeellinen, koska suunnitelma-asiakirjoissa ja pohjatutkimustiedoissa viitataan aina kohteena olevaan kenttäalueeseen. Alue A0 on ensimmäinen uusi nimi ja se tarkoittaa aluetta, joka rakennettiin ensimmäisenä vuonna 2005 ja sille ei ole aiemmin ollut käytössä muuta nimeä kuin ”Hietasen tausta-alue”. Alueen A0 jälkeen rakennettiin Veitsiluodon kenttä ja seuraavaksi alueet A1, entinen kaatopaikka ja alue A5 vuonna 2006. Alueen A1



pohjoisosasta on käytetty työnaikaista nimitystä alue A2. Alueet A3 ja A4 rakennettiin viimeisinä vuonna 2007. Ruoppausmassojen läjitysalueen päälle rakennetut kentät ovat alueet A0, A1 pohjoisosa, A3 ja A4.



*Kuva 1 Aluejako Kotkan sataman autokentillä*

### **3 Ruoppausmassojen läjitys ja pilaantuneisuus**

#### **3.1. Ruoppaus ja läjitys**

Hietasen satamassa suoritettiin viimeisin imuruoppaus vuosina 2002–2003. Ruoppausmassoja varten perustettiin aiemmin kaksi kuvassa 2 olevaa läjitysallasta yhteispinta-alaltaan noin 40 ha. Läjitysaltaiden reunapadot rakennettiin moreenista ja altaisiin läjitettiin ruoppausmassaa 1,5–2,0 m paksuksi kerrokseksi. Ruopattava väylä oli Hietasen sataman sisääntuloväylä. Väylä sijaitsee Kymijoen Huumanhaaran suistossa. Ruopattu massa sisältää mm. tributyylitinaa, dioksiinia, furaaneja ja elohopeaa. Alueelle on lisäksi läjitetty Hietasen sataman edustalta ja väylältä imuruoppaamalla ruopattuja löyhiä merenpohjan sedimenttejä 1970-luvun alkupuolelta lähtien.



*Kuva 2 Aluekartta Hietasen imuruoppauksesta (Kotkan Satama Oy)*

Ruoppausmassat on todettu pilaantuneiksi. Sen perusteella Kaakkois-Suomen ympäristökeskus on ympäristölupapäätöksessään määrännyt läjitysalueen peitettäväksi. Kaakkois-Suomen ympäristölupakeskuksen antamassa ympäristölupapäätöksessä on sanottu ruoppausmassojen läjityksestä ja läjityksen jälkeisistä jatkotoimenpiteistä seuraavaa: ”Läjitysalue on eristettävä rakentamalla alueen ympärille riittävät reunapenkereet ja padot siten, että ruopattava sedimentti pystytään sijoittamaan alueelle ja että alueelle johdettavat imuruoppauksen vedet ja sinne tulevat sadevedet pystytään johtamaan, asianmukaisesti laskeutettuna kyseiselle sedimenttimäärälle mitoitettujen ylivuotopatojen ja suodatinpatojen kautta mereen. Reunapenkereiden tulee olla tiiviit ja niitä on vahvistettava tarpeen mukaan. Pysyvät suodatinrakenteet ja reunapenkereet on pidettävä toimintakunnossa siihen asti, kunnes alue on suunnitelman mukaisesti peitetty ja viemäroity. Viimeistään puolitoista vuotta ruoppauksen päättymisestä on hakijan toimitettava Kaakkois-Suomen ympäristökeskukseen hyväksyttäväksi täydentävä suunnitelma tai ympäristölupahakemus alueen jatkotoista ja lopullisesta käsittelemisestä tai eristämisestä.” (Kaakkois-Suomen ympäristökeskus 2000) ”Suunnitelmaan on sisällytettävä myös hankkeen riskiarvio, joka perustuu asianmukaisiin laskentamalleihin ja arviontimenetelmiin sekä mitattuihin tietoihin läjitetyn alueen lopullisista saastepitoisuuksista. Läjitysalue on merkittävä selvästi paikan päällä maastoon ja karttoihin myöhempää tarkastelua varten. Tiedot saastuneesta alueesta on arkistoitava pysyvästi alueen maankäytön ja asemakaavoituksen suunnittelua varten.” (Kaakkois-Suomen ympäristökeskus 2000) Lisäksi ympäristöluvassa on määrätty että alue peitetään läjityksen jälkeen kokonaan.

### 3.2. Valtioneuvoston asetus maaperän pilaantuneisuuden arvioinnista

Valtioneuvoston asetus maaperän pilaantuneisuuden ja puhdistustarpeen arvioinnista eli ns. PIMA-asetus esittää kynnysarvoja, sekä alemmat ja ylempät ohjearvot haitallisten aineiden pitoisuuksille. Näitä arvoja on eri haitta-aineille esitetty taulukossa 1 ja 2. PIMA-asetus on käytössä oleva virallinen asetus ja se on astunut voimaan 1.3.2007. Asetusta ei sovelleta vesistön pohjakerrostumien pilaantuneisuuden ja puhdistustarpeen arviointiin. (Valtioneuvoston asetus 214/2007)

*Taulukko 1 Epäorgaanisten aineiden sekä joidenkin orgaanisten yhdisteiden kynnysarvot, sekä alemmat ja ylempät ohjearvot (Valtioneuvoston asetus 214/2007)*

Aine (symboli)	Luontainen pitoisuus [mg/kg]	Kynnysarvo [mg/kg]	Alempi ohjearvo [mg/kg]	Ylempi ohjearvo [mg/kg]
<b>Metallit ja puolimetallit<sup>2</sup></b>				
Antimoni (Sb) (p)	0,02 (0,01-0,2)	2	10 (t)	50 (e)
Arseeni (As) (p)	1 (0,1-25)	5	50 (e)	100 (e)
Elohopea (Hg)	0,005 (<0,005-0,05)	0,5	2 (e)	5 (e)
Kadmium (Cd)	0,03 (0,01-0,15)	1	10 (e)	20 (e)
Koboltti (Co) (p)	8 (1-30)	20	100 (e)	250 (e)
Kromi (Cr)	31 (6-170)	100	200 (e)	300 (e)
Kupari (Cu)	22 (5-110)	100	150 (e)	200 (e)
Lyijy (Pb)	5 (0,1-5)	60	200 (t)	750 (e)
Nikkeli (Ni)	17 (3-100)	50	100 (e)	150 (e)
Sinkki (Zn)	31 (8-110)	200	250 (e)	400 (e)
Vanadiini (V)	38 (10-115)	100	150 (e)	250 (e)
<b>Muut epäorgaaniset</b>				
Syanidi (CN)		1	10	50
<b>Aromaattiset hiilivedyt</b>				
Bentseeni (p)		0,02	0,2 (t)	1 (t)
Tolueeni (p)			5 (t)	25 (t)
Etyylibentseeni (p)			10 (t)	50 (t)
Ksyleenit <sup>3</sup> (p)			10 (t)	50 (t)
TEX <sup>4</sup>	1			
<b>Polyaromaattiset hiilivedyt</b>				
Antraseeni		1	5 (e)	15 (e)
Bentso(a)antraseeni		1	5 (e)	15 (e)
Bentso(a)pyreeni		0,2	2 (t)	15 (e)
Bentso(k)fluoranteeni		1	5 (e)	15 (e)
Fenantreeni		1	5 (e)	15 (e)
Fluoranteeni		1	5 (e)	15 (e)
Naftaleeni		1	5 (e)	15 (e)
PAH <sup>5</sup>		15	30 (e)	100 (e)
<b>Polyklooratut bifenyylit (PCB) sekä polyklooratut dibentso-p-dioksiinit ja furaanit (PCDD/F)</b>				
PCB <sup>6</sup>		0,1	0,5 (t)	5 (e)
PCDD-PCDF-PCB <sup>7</sup>		0,00001	0,0001 (t)	0,0015 (e)

Taulukoissa 1 ja 2 ohjearvojen perässä oleva symboli e tarkoittaa ekologista riskiä arvon täyttyessä ja symboli t tarkoittaa terveysriskiä.

*Taulukko 2 Orgaanisten yhdisteiden kynnysarvot, sekä alemmat ja ylempät ohjearvot (Valtioneuvoston asetus 214/2007)*

Aine (symboli)	Kynnysarvo [mg/kg]	Alempi ohjearvo [mg/kg]	Ylempi ohjearvo [mg/kg]
<b>Klooratut alifaattiset hiilivedyt</b>			
Dikloorimetaani (p)	0,01	1 (t)	5 (t,e)
Vinyylikloridi (p)	0,01	0,01 (t)	0,01 (t)
Dikloorieteenit <sup>3</sup> (p)	0,01	0,05 (t)	0,2 (t)
Trikloorieteeni (p)	0,01	1 (e,t)	5 (e)
Tetrakloorieteeni	0,01	0,5 (t)	2 (t)
<b>Klooribentseenit</b>			
Triklooribentseenit <sup>3</sup>	0,1	5 (t)	20 (e)
Tetraklooribentseenit <sup>3</sup>	0,1	1 (t)	5 (e)
Pentaklooribentseeni	0,1	1 (t)	5 (e)
Heksaklooribentseeni	0,01	0,05 (t)	2 (e)
<b>Kloorifenolit</b>			
Monokloorifenolit <sup>3</sup> (p)	0,5	5 (e,t)	10 (e)
Dikloorifenolit <sup>3</sup> (p)	0,5	5 (t)	40 (e)
Trikloorifenolit <sup>3</sup> (p)	0,5	10 (e,t)	40 (e)
Tetrakloorifenolit <sup>4</sup> (p)	0,5	10 (e,t)	40 (e)
Pentakloorifenoli (p)	0,5	10 (e,t)	20 (e)
<b>Torjunta-aineet ja biosidit</b>			
Atrasiini (p)	0,05	1 (e)	2 (e)
DDT-DDD-DDE <sup>8</sup>	0,1	1 (e)	2 (e)
Dieldriini	0,05	1 (e)	2 (e)
Endosulfaani <sup>9</sup> (p)	0,1	1 (e)	2 (e)
Heptakloori	0,01	0,2 (t)	1 (e)
Lindaani (p)	0,01	0,2 (t)	2 (e)
TBT-TPT <sup>10</sup>	0,1	1 (e)	2 (e)
<b>Öljyhiilivetyjakeet ja oksygenaatit</b>			
MTBE-TAME <sup>11</sup>	0,1	5 (t)	50 (t)
Bensiinijakeet (C5-C10 <sup>12</sup> )		100	500
Keskitisleet (>C10-C21 <sup>12</sup> )		300	1000
Raskaat öljyjakeet (>C21-C40 <sup>12</sup> )		600	2000
Öljyjakeet (>C10-C40 <sup>12</sup> )	300		

Teollisuus-, varasto- tai liikennealueen maaperää pidetään pilaantuneena, jos yhden tai useamman aineen pitoisuus ylittää säädetyn ylempään ohjearvon. Alemmat ohjearvot koskevat muita kuin em. alueita.

### 3.3. Ruoppausmassojen pilaantuneisuus

SCC Viatek Oy on vuonna 2004 suorittanut ruoppausmassojen läjityksen jälkitarkkailun. Jälkitarkkailussa läjitysaltaat jaettiin liitteen 1 tutkimuskartan mukaisiin alueisiin L1–L12. Näiltä näytteen ottoalueilta otettiin 5–6 tilavuudeltaan noin yhden litran näytettä. Näytteet otettiin talviaikana 13.–20.1.2004 putkiottimella sulasta kerroksesta roudan (0,1 m–0,3 m) alapuolelta. Näytteet sulatettiin, sekoitettiin ja pakattiin näytepulloihin analyysia varten. Maanäytteet tutki Juve Oy:n analyttisen kemian laboratorio Rovaniemellä. Näytteiden numerointi ja niille suoritettut analyysit on esitetty taulukossa 3. Tutkimustuloksia on

aikaisemmin verrattu Helsingin komission asettamiin HelCom-tasoihin, joita voidaan käyttää vesistön pohjakerrosten pilaantuneisuuden arviointiin.

*Taulukko 3 Näytteille suoritettut laboratorioanalyysit (Norema R. & Karvonen J. 2004)*

Näytetunnus	Piste	Syvyys maanpinnasta	Analyysit
L1	Kokoomanäyte		DIOX, TBT, ICP-AES+Hg
L1-1,5 m	-''-	1,5 m	DIOX
L2	-''-		DIOX
L3	-''-		DIOX
L4	-''-		DIOX, ICP-AES+Hg
L5	-''-		DIOX
L6	-''-		DIOX
L7	-''-		DIOX, ICP-AES+Hg
L8	-''-		DIOX
L9	-''-		DIOX
L10	-''-		DIOX, TBT, ICP-AES+Hg
L10-1,5 m	-''-	1,5 m	DIOX
L11	-''-		DIOX
L12	-''-		DIOX

Verrataan tutkimustuloksia virallisiin PIMA-asetuksen mukaisiin ohjearvoihin. Taulukossa 4 on esitetty polykloorattujen dibentso-p-dioksiinien ja furaanien pitoisuuksia ruoppausmassassa läjitysalueiden eri kohdissa.

*Taulukko 4 PCDD- ja PCDF-analyysien tulokset (Norema R. & Karvonen J. 2004)*

Tutkimuspiste	Syvyys [m]	Analyysimenetelmä	PCDD, PCDF [mg/kg]
L1	0		0,000740
L1-1,5 m	1,5		0,000490
L2	0		0,001100
L3	0		0,000310
L4	0		0,000890
L5	0		0,000140
L6	0		0,000160
L7	0		0,000100
L8	0		0,000120
L9	0		0,000220
L10	0		0,000180
L10-1,5 m	1,5		0,000230
L11	0		0,000940
L12	0		0,000960

PIMA-asetuksen mukainen alempi ohjearvo ylittyy kaikissa tutkimuspisteissä, mutta ylempi ohjearvo ei ylity yhdessäkään tutkimuspisteessä. Taulukossa 5 on esitetty TBT-analyysin tulokset.

*Taulukko 5 TBT-analyysin tulokset (Norema R. & Karvonen J. 2004)*

Tutkimuspiste	Syvyys [m]	Analyysimenetelmä	TBT-pitoisuus [mg/kg]
L1	0	TBT (GC/MS)	0,093
L5	0		0,038
L10	0		0,041

PIMA-asetukseen verrattuna alemmat ja ylemmät ohjearvot eivät ylity. Taulukossa 6 on esitetty ruoppausmassojen alkuainepitoisuuksien analyysitulokset.

*Taulukko 6 Ruoppausmassojen alkuainepitoisuudet (Norema R. & Karvonen J. 2004)*

Tutkimus- alue	Syvyys [m]	Analyysi- menetelmä	Alkuainepitoisuus [mg/kg]											
			As	B	Ba	Cd	Co	Cr	Cu	Hg	Ni	Pb	V	Zn
L1	0	ICP-AES	< 10	56	103	1,3	11	54	55	0,6	31	29	49	194
L4	0	ICP-AES	< 10	59	111	1,3	12	57	57	0,65	32	29	53	199
L5	0	ICP-AES	< 10	20	99	<0,5	10	39	44	0,14	26	14	45	93
L8	0	ICP-AES	< 10	22	116	<0,5	12	45	30	0,24	29	13	52	104
L10	0	ICP-AES	< 10	23	124	<0,5	12	47	34	0,16	31	14	55	112

PIMA-asetukseen verrattuna alemmat ja ylemmät ohjearvot eivät ylity. PIMA-asetusta ei sovelleta vesistön pohjakerrostumien pilaantuneisuuden ja puhdistustarpeen arviointiin. Ruoppausmassat on Kaakkois-Suomen ympäristökeskuksen ympäristölupapäätöksessä (KAS 0499Y0089-171 A 1076) vuodelta 2000 luokiteltu pilaantuneiksi maiksi ja läjitys-alueet määrättiin peitettäväksi.

## 4 Pohjatutkimukset

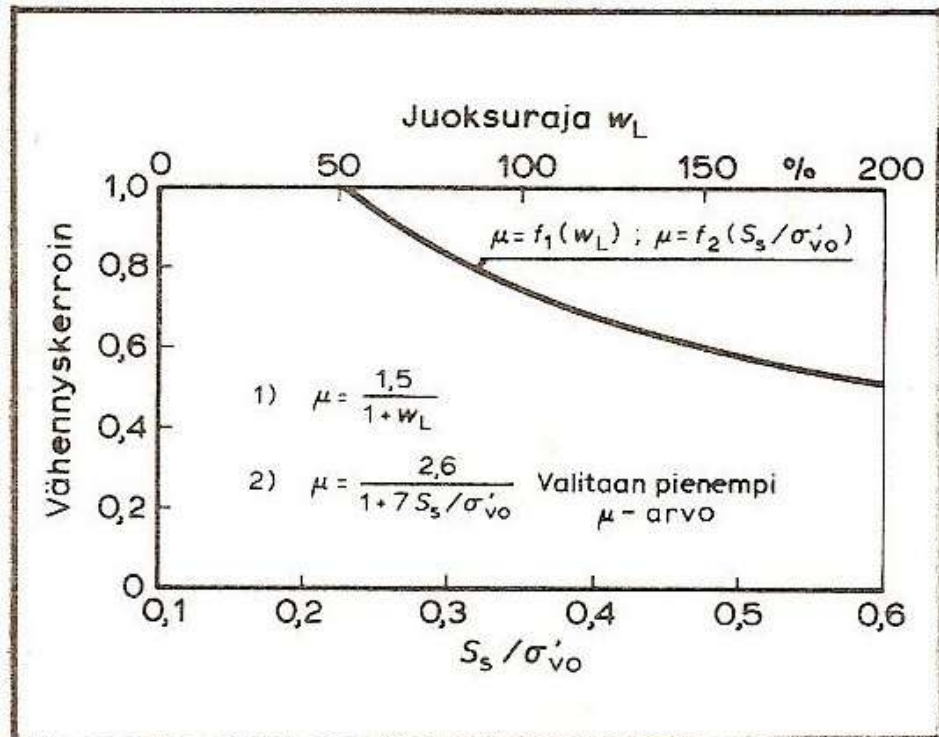
### 4.1. Tutkimustulosten käytön tavoite

Tutkimustulosten avulla lasketaan alueen A0 painuma, sekä määritetään geoteknisille kerroksille leikkauslujuudet. Painumalaskenta on mahdollista suorittaa alueella A0, sillä kaikille painuville kerroksille on käytettävissä joitakin pohjatutkimustuloksia. Käytettävissä olevia pohjatutkimustuloksia on vuosilta 1996 ja 2004. Tutkimustulosten perusteella voidaan arvioida myös alueiden A3 ja A4 painumia. Alkuperäiset tutkimustulokset on esitetty liitteissä niiltä osin kun se on tarpeellista. Näistä tutkimustuloksista määritetään geotekninen kerrosjako pisteessä 1 alueella A0 ja osakerroksille määritetään painuma-parametrit sekä leikkauslujuudet. Kaikki painumalaskennassa tarvittava käsitelty pohjatutkimustieto on esitetty liitteessä 2. Alueella A0 tutkimuspisteiden määrä on kentän laajuuteen verrattuna pieni. Sen vuoksi painumalaskennassa on aluetta käsiteltävä laajana kokonaisuutena, mikä vaikuttaa pohjatutkimustuloksien tulkintaan.

### 4.2. Siipikairaus

Siipikairausa käytetään in situ -menetelmänä veden kyllästämien normaalisti konsolidoituneiden savien ja hienojen silttien leikkauslujuuden määrittämiseen. Siipikairausmenetelmässä arvioidaan siipikairausvastuksen perusteella hienorakeisen maan suljettua leikkauslujuutta leikkausjännityksen vuorosuhdetta määrittämällä. (Mäkinen R. 1985). Siipikaira-

lujuuksia on redusoitava vähennys- eli redusointikerroimen avulla. Kuvassa 3 on esitetty kaksi tapaa määrittää redusointikerroin.



Kuva 3 Leikkauslujuuden redusointi 1) juoksurajan avulla 2) vallitsevan tehokkaan pystyjännityksen avulla (Mäkinen R. 1985)

Leikkauslujuuden redusointi suoritetaan (menetelmä 1) yhtälöllä 1

$$s_{u,red} = \mu s_u \quad (1)$$

, missä

$$s_{u,red} = \text{redusoitu leikkauslujuus [kPa]}$$

$$\mu = \text{redusointikerroin [-]}$$

$$s_u = \text{siipikairalujuus [kPa]}$$

Leikkauslujuutta voidaan lisäksi arvioida maassa vallitsevan jännitystilan perusteella (menetelmä 2). Pehmeän saven leikkauslujuuteen vaikuttavat pystysuora jännitys  $\sigma'_{vo}$  ja konsolidaatiojännitys  $\sigma'_c$ . Suljetun leikkauslujuuden ominaisarvolla, vallitsevan pystysuoran jännityksen sekä konsolidaatioasteen välillä on yhtälön 2 mukainen yhteys:

$$s_u = k * OCR^{0.8} * \sigma'_{vo} \quad (2)$$

, missä

$s_u$  = suljettu leikkauslujuus [kPa]

$k$  = vakio ( $\approx 0,2$ )

$OCR$  = ylikonsolidaatioaste,  $OCR = [\sigma'_c / \sigma'_{vo}] = 1$

$\sigma'_{vo}$  = tehokas vallitseva pystysuora jännitys [kPa]

Ylikonsolidaatioaste  $OCR$  määritetään ödometrikokeen avulla tai kuten tässä tapauksessa määrittämällä tehokas konsolidaatiojännitys  $\sigma'_{vo}$  ja konsolidaatiojännitys  $\sigma'_c$  yhtä suuriksi, jolloin  $OCR=1$ . Osavarmuuslukua  $\gamma_{su}=1,55$  käytettäessä mitoituslujuus  $s_{ud}$  saadaan likimäärin yhtälöllä 3

$$s_{ud} = \frac{1}{\gamma_{su}} * 0,2 * OCR^{0,8} * \sigma'_{vo} \quad (3)$$

Edellä mainittua menetelmää voidaan käyttää kun koheesiomaakerros ei ole alikonsolidoituneessa tilassa. (Tanska et al. 1995). Leikkauslujuus kasvaa syvyys suunnassa, koska  $\sigma'_{vo}$  kasvaa maakerrosten painon vuoksi.

### 4.3. Siipikairaukset 2004

SCC Viatek Oy suoritti siipikairauksia vuonna 2004 läjitysalueen koillisosassa (alue A0). Tutkimuskartta on esitetty liitteessä 3. Siipikairauksia suoritettiin kolmessa tutkimuspisteessä 1,0 m kerrosvälein. Samalla otettiin kahdesta pisteestä häiriintyneitä maanäytteitä. Leikkauslujuuksia määritettiin 7 tai 8 m määräsyvyyteen viimeisimmän läjityksen yläpinnasta. Siipikairalla mitattiin kerroksesta leikkauslujuuksia. Siipikairausdiagrammit on esitetty liitteessä 4. Tarkastellaan pisteen 1 diagrammia, jonka avulla voidaan mallintaa ylimmät geotekniset kerrokset. Siipikairausdiagrammista nähdään, että varovaisesti arvioitu häiriintyneen leikkauslujuuden keskiarvo on koko kairaus syvyydellä 0–1 kPa. Häiriintymättömän leikkauslujuuden keskiarvo syvyydellä 0–1 m on 0–1 kPa, syvyydellä 1–4 m 12 kPa ja syvyydellä 4–7 m 2–12 kPa. Noin 3 m syvyydellä diagrammeissa ilmenee suljetun leikkauslujuuden huippuarvo, jopa 30 kPa. Tätä arvoa ei voi pitää luotettavana, sillä se voi johtua suuresta paikallisesta humuspitoisuudesta tai muusta anisotropisuudesta. Diagrammin perusteella nähdään, että kuivakuorikerrosta ei voida olettaa syntyvän. Vesipitoisuus vuoden 2004 pohjatutkimuksissa on 345,3 % pinnan lähellä, eikä siipikairausdiagrammin suljetun leikkauslujuuden hyvin pieni arvo (0–1 kPa) viittaa kuivakuorikerrokseen. Vesipitoisuuksia käytetään myöhemmin painumaparametrien määrittämisessä. Määritetään kerroksille 1–5 suljettujen leikkauslujuuksien mitoitusarvot yllä esitetyillä menetelmillä 1 ja 2. Redusoidut ja arvioidut leikkauslujuudet on esitetty taulukossa 7. Menetelmässä 2 ylikonsolidaatioaste  $OCR = 1$  eli maakerrokset ovat normaalisti konsolidoituneita. Menetelmässä 1 käytetään siipikairausdiagrammista 1 (liite 4) kerroskohtaisesti varovaisesti arvioituja siipikairalujuuksien keskiarvoja  $S_s$ .



**Taulukko 7 Leikkauslujuuden redusointi menetelmällä 1 ja arviointi menetelmällä 2**

Kerros $i$	$\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Syvyys $z$ [m]	$\Delta z$ [m]	$\sigma'_{vo}$ [kPa]	$\sigma'_c$ [kPa]	$S_s$ [kPa]	$\mu$ [-]	$s_{u,red} (1)$ [kPa]	$s_u (2)$ [kPa]
1	15	1,00 1,45 1,90	0,90	0,00 2,25 4,50	2,25	0,5	1,0	0,5	0,5
2	16	1,90 2,35 2,80	0,90	4,50 7,20 9,90	7,20	8	0,3	2,4	1,4
3	16	2,80 3,60 4,40	1,60	9,90 14,70 19,50	14,70	12	0,4	4,6	2,9
4	17	4,40 5,00 5,60	1,20	19,50 23,70 27,90	23,70	6	0,9	5,6	4,7
5	15	5,60 10,57 15,53	9,93	27,90 52,73 77,55	52,73	3	1,9	3,0	10,5

Kokonaisuuden kannalta on luotettavinta käyttää menetelmän 2 suljetun leikkauslujuuden arvoja, eikä luottaa siipikairalujuuksien  $S_s$  suuriin arvoihin. Siipikairalujuutta kasvattaa kerroksissa 2 ja 3 todennäköisesti suuri humuspitoisuus. Menetelmän 2 luotettavuutta lisää myös se, että alueella A0 siipikairauksia on suoritettu vain kolmessa pisteessä alueen itäosassa. Menetelmässä 1 redusointikertoimen arvo on suurempi kuin 1 kerroksessa 5, joten menetelmä ei sovellu käytettäväksi tässä tapauksessa kaikkien kerrosten kohdalla. Ruoppausmassojen leikkauslujuus ennen konsolidaatiota kokonaisuudessaan erittäin pieni.

#### 4.4. Painokairaus

Painokairauksessa mitataan kairan kartiomaisen ja kierteisen kärkikappaleen tunkeutumisvastusta, joko staattisesti tai kuormittaen ja kiertäen. Kairausvastus  $W_p$  (kg, puoli kierrosta/0,2 m) kuvastaa maan syrjäytymisvastusta, joka on vuorosuhteessa hienorakeisen maan suljetun leikkauslujuuden, sekä karkearakeisen maan tiiviyden tai suljetun kitkakulman kanssa. (Mäkinen, R. 1985) Vuoden 1996 pohjatutkimuksissa suoritettiin painokairaus lähellä vuoden 2004 siipikairauksen pistettä 1 alueella A0, piste 0104. Painokairauksella on merkitystä kovan pohjan sijainnin selvittämisessä ja vanhan joenpohjan kerroksien määrittämisessä. Painokairauksia on tehty liitteen 5 mukaisen tutkimuskartan mukaisesti. Kairaukset kattavat osia alueista A0, A3 ja A4. Kairaukset ovat pääasissa päättyneet kiveen, lohkareseen tai kallioon. Kairausvastusten perusteella kova pohja on määritetty moreeniksi ja kovan pohjan yläpuolella olevat kerrokset ovat pääasiassa savea. Kova pohja sijaitsee liitteen 5 perusteella alueella A0 tasolla -10...-12 m. Alueella A3 kova pohja sijaitsee tasolla -11...-16 m ja alueella A4 tasolla -9...-23 m.

#### 4.5. Maanäytteet

Maanäytteitä on tutkittu vuosina 1996 ja 2004. Vuoden 2004 ruoppausmassakerroksista otettujen näytteiden tutkimustulokset ovat suppeita. Näytteiden maalajit on määritetty

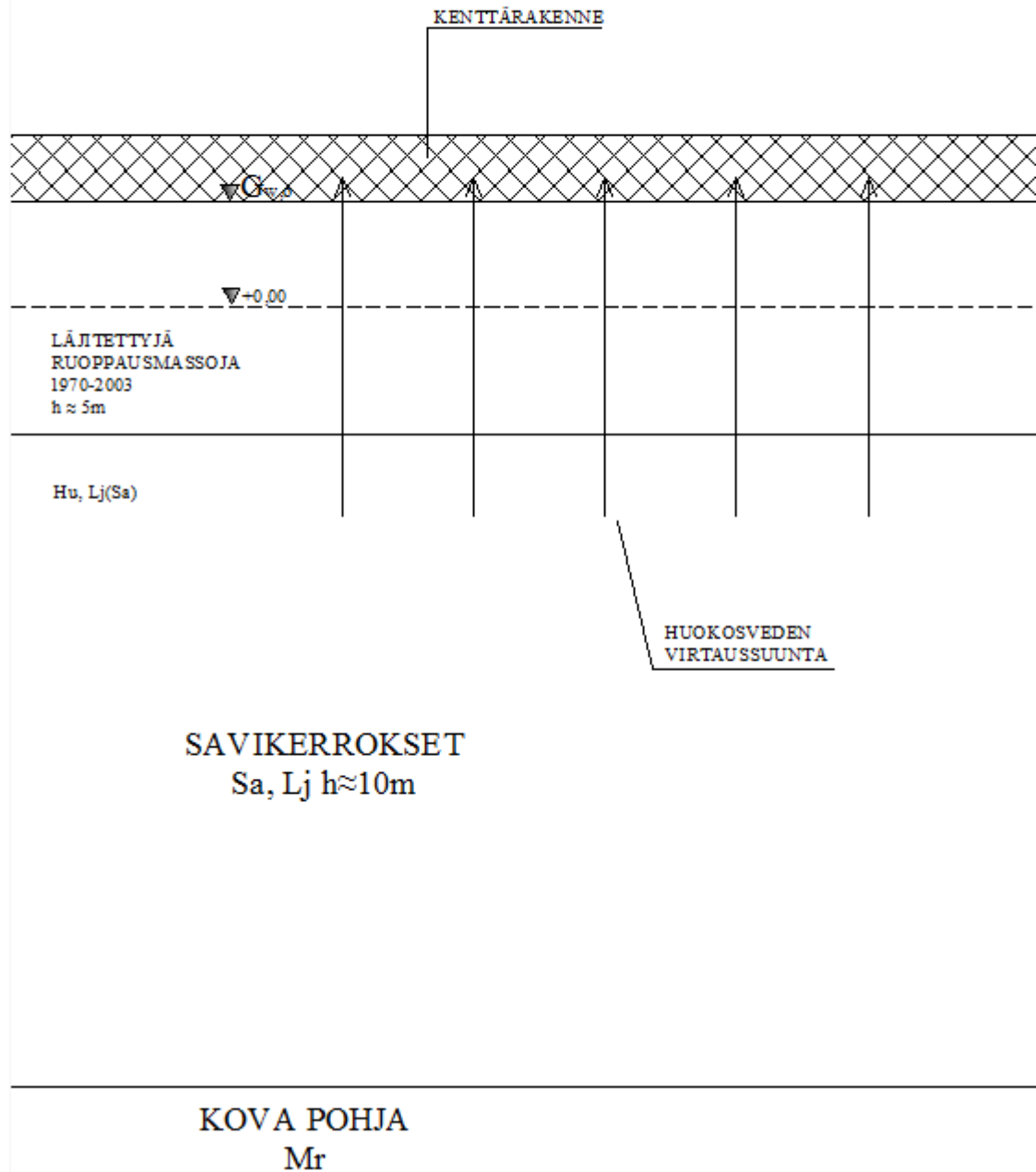
silmämääräisesti ja näiden lisäksi on määritetty ainoastaan vesipitoisuudet. Vuonna 1996 tutkitut maanäytteet on otettu alimmista ruoppausmassakerroksista ja niiden alla olevista savikerroksista. Näistä näytteistä on määritetty maalajit, vesipitoisuudet ja tilavuuspainot. Lisäksi kartiokokeella on määritetty hienousluvut, sensitiivisyydet ja häiriintymättömät leikkauslujuudet. Siipikairausten yhteydessä alueella A0 vuonna 2004 otettiin maanäytteitä kahdesta pisteestä (pisteet 1 ja 2) liitteen 3 mukaisesti. Näistä näytteistä määritettiin vesipitoisuudet. Kuten leikkauslujuuksien kohdalla, on vesipitoisuuksien arvoja tarkasteltava kokonaisuutena. Maanäytteiden tutkimustulokset on esitetty liitteissä 6 ja 7. Pinnassa vesipitoisuus on 345,3 %. Tämä johtuu todennäköisesti sadeveden kertymisestä orsivedeksi huonosti vettä läpäisevän humuspitoisen kerroksen päälle. On kokonaisuuden kannalta luotettavinta määrittää alueen A0 ylimpien ruoppausmassojen vesipitoisuuden arvon vaihteluväliksi 150–200 %. Pisteessä 1 ylimpien kerrosten 1 ja 2 kohdalla vesipitoisuudelle voidaan siipikairausdiagrammista paikallisesti määrittää vakioarvo 225 %. Kerroksen 3 kohdalla vesipitoisuus on 120 %. Vuonna 1996 alueella A0 otettujen maanäytteiden tutkimustuloksia on koottu liitteisiin 8 ja 9. Näiden tutkimustulosten perusteella voidaan alemmille kerroksille 4 (saSi) ja 5 (Sa) määrittää vesipitoisuuksiksi 115 % ja 100 %.

#### **4.6. Vedenpinta läjitysalueiden päällä olevilla kentillä**

Aluuet A0, A3 ja A4 on rakennettu läjitysalueiden päälle. Läjitysalueiden ympärillä on moreenipenkereet, joiden korkoasema ruoppausten aikana oli hieman alle +3 m. Penkereiden päälle on rakennettu ajoteitä. Alueella A0 kalliomurskeen hienoainespitoisuus pienentää vaakasuuntaista vedenläpäisevyyttä. Vaikka alueelle on rakennettu sepelisalaojaverkosto, ei kaikki vesi virtaa niihin hetkessä. Näin ollen rakennekerroksien alla olevan ensimmäisen vettä huonosti läpäisevän kerroksen päälle jää orsivettä, kuvan 4 mukaisesti. Konsolidaatiopainuman yhteydessä alhaalta virtaava huokosvesi siirtyy myös murskekerrokseen. Havaintojen perusteella muutaman päivän sateet jäävät orsivedeksi kenttärakenteeseen ja suurempien painumien kohdalla myös sen yläpuolelle. Orsivedenpinta laskee muutamassa päivässä siten, että sen pinta on kuvan 4 mukaisessa asemassa. Tämä on todennäköisin ja yleisin orsivedenpinnan taso alueella A0. Merivedenpinta ei vaikuta kenttien vedenpinnan tasoon, sillä ruoppausmassat läpäisevät huonosti vettä.

## PERIAATEPIIRROS

LÄJTYSALUEIDEN VIRTAUSREUNAHDOT  
JA VIRTAUSSUUNTA KONSOLIDAATION AIKANA



Kuva 4 Painuvan kenttäalueen virtausreunaehdot ja konsolidaation vaikutus orsivedenpinnan asemaan

### 4.7. Painumaparametrit

Painumaparametrien oikea määrittäminen on ratkaisevassa merkityksessä painumalaskennassa. Tutkimuksissa vuodelta 1996 painumaparametreja on alueelta A0 määritetty laboratorioissa vain kerroksien 4 ja 5 osalta. Vuoden 1996 tutkimustuloksissa on määritetty myös alueiden

A3 ja A4 alimpien kerrosten kokoonpuristuvuusominaisuuksia. Konsolidaatiojännitys on olennainen osa painumalaskentaa. Sen avulla selvitetään onko maakerros normaalisti konsolidoitunut vai ylikonsolidoitunut. Konsolidaatiojännityksen arvo verrattuna muuhun jännitystilaan vaikuttaa muodonmuutosyhtälön valintaan. Mikäli muodonmuutosyhtälö valitaan väärin, koko laskenta johtaa väärään tulokseen. Tarkkoihin konsolidaatiojännityksen arvoihin vaaditaan jännitys-muodonmuutuskokeita geoteknisistä kerroksista otetuista maanäytteistä. Konsolidaatiojännitys asetetaan aina kerroskohtaiseksi vakioksi. (Korhonen K-H. 1985). Vuoden 1996 tutkimustuloksissa on määritetty geoteknisten kerrosten 4 ja 5 sen aikaiset konsolidaatiojännitykset. Kerroksien 4 ja 5 konsolidaatiojännitykset olivat 27,0 kPa ja 30,9 kPa (liitteet 10 ja 12). Tämän jälkeen on kuitenkin läjitetty lisää ruoppausmassoja näiden kerrosten päälle, mikä lisää konsolidaatiojännitystä. Siksi näitä konsolidaatiojännityksiä ei voi käyttää painumalaskennassa. Kerroksien 1–3 konsolidaatiojännityksiä ei ole määritetty laboratoriossa. On luotettavinta määrittää kaikkien kerrosten konsolidaatiojännitykset asettamalla konsolidaatiojännitys  $\sigma'_c$  yhtä suureksi kuin tehokas vallitseva jännitys  $\sigma'_{vo}$ . Laskennassa käytetyt konsolidaatiojännitykset on esitetty myöhemmin painumalaskennan yhteydessä.

#### 4.8. Painumaparametrit $m$ , $\beta$ ja $c_v$

Painumaparametrejä voidaan arvioida empiirisillä vesipitoisuuksiin perustuvilla menetelmillä. Janbun menetelmässä normaalisti konsolidoituneen maan moduuliluku  $m$  ja jännitysekspONENTTI  $\beta$  määritetään yhtälön 4 mukaisesti. Menetelmä ei ole yleispätevä vaan tulos riippuu savikerroksen geologisesta syntytavasta ja paikallisista olosuhteista. (Vepsäläinen P. 2006)

$$m_1 = \frac{700}{w}, \beta = 0 \quad (4)$$

, missä

$m_1$  = normaalisti konsolidoituneen maakerroksen moduuliluku

$w$  = vesipitoisuus [%]

$\beta$  = normaalisti konsolidoituneen maakerroksen jännitysekspONENTTI

Määritetään moduuliluvut ja jännitysekspONENTIT kerroksille 1–3 Janbun menetelmällä, koska se on ainoa käytettävissä oleva menetelmä. Liitteissä 11 ja 13 on esitetty alueella A0 pisteen 1 lähellä maanäytteille suoritettujen kokoonpuristuvuuskokeiden tuloksia vuodelta 1996. Kokoonpuristuvuuskokeiden tuloksista saadaan kerrosten 4 ja 5 parametrit. Normaalisti konsolidoituneiden maakerrosten moduuliluvut ja jännitysekspONENTIT kerroksille 1–5 ovat:

Kerros 1

$$m_1 = \frac{700}{225} = 3,1, \beta = 0$$

Kerros 2

$$m_1 = \frac{700}{225} = 3,1 \quad , \beta = 0$$

Kerros 3

$$m_1 = \frac{700}{120} = 5,8 \quad , \beta = 0$$

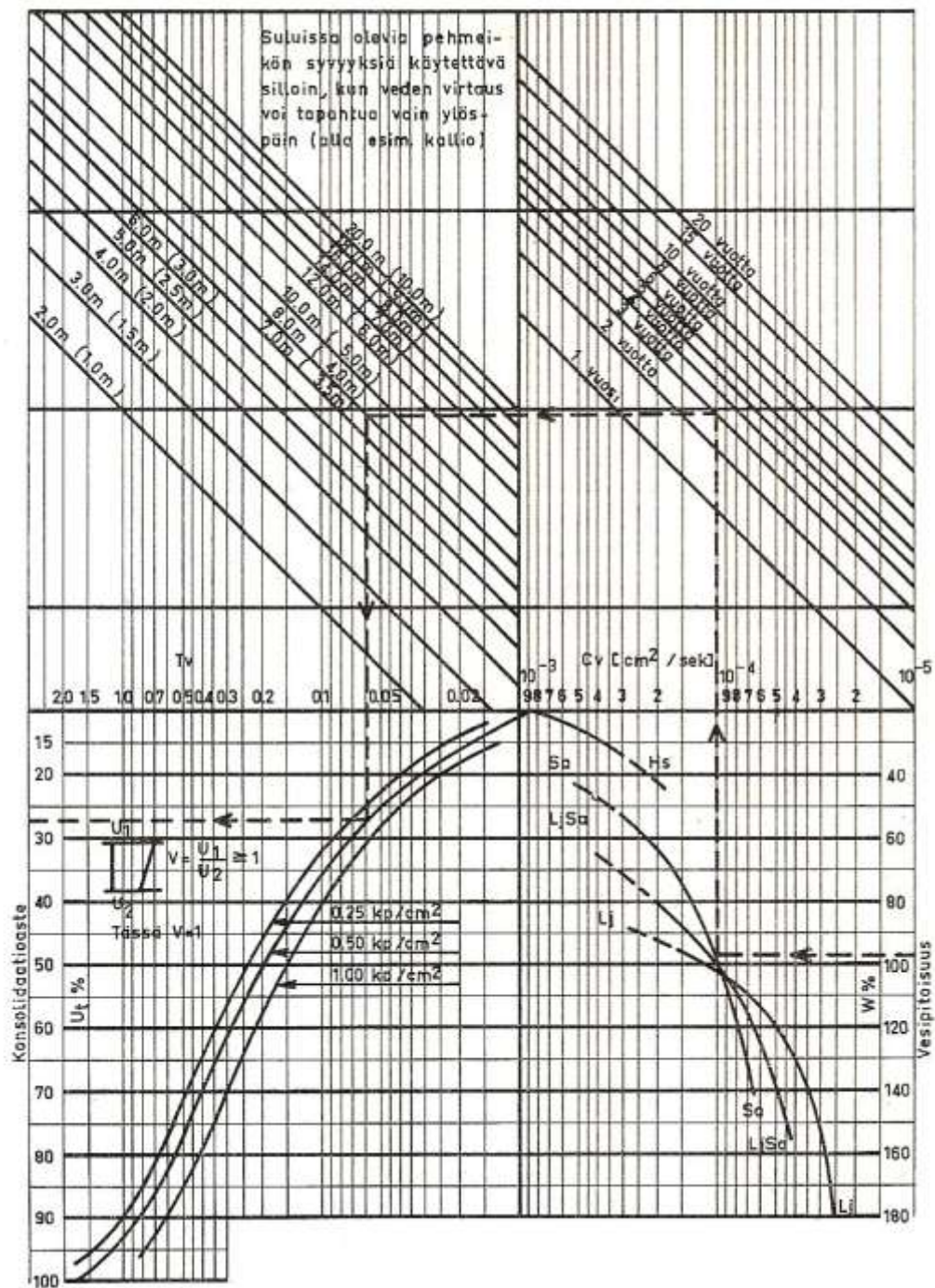
Kerros 4

$$m_1 = 9,1 \quad , \beta = 0$$

Kerros 5

$$m_1 = 9,1 \quad , \beta = 0$$

Pystysuuntaiseksi konsolidaatiokertoimeksi  $c_v$  määritetään keskimääräinen kaikkia painuvia kerroksia koskeva kerrospaksuuksilla painotettu konsolidaatiokertoimen keskiarvo. (Vepsäläinen P. 2006) Tarkasteltavan pisteen kohdalla on vuoden 1996 pohjatutkimuksissa määritetty vain alempien kerrosten (kerrokset 4 ja 5, liite 2) konsolidaatiokertoimet (liitteet 11 ja 13). Kokonaisuuden kannalta luotettavin konsolidaatiokertoimen arvo saadaan kuvan 5 avulla käyttämällä liejupitoisen saven vesipitoisuutta  $w$  lähtötietona. Kaikkia kerroksia koskeva keskimääräinen vesipitoisuus on  $w = 150 \%$ .



Kuva 5 Konsolidaatiokertoimen arvon määrittäminen koheesiomaille eri vesipitoisuuksien arvoilla (Kankare E. 1970)

Kuvan 5 nomogramista saadaan vesipitoisuuden arvolla 150 % liejupitoisen saven konsolidaatiokertoimeksi  $5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$  ja tästä kertomalla suhdeluvulla  $3,1536 \times 10^3$  konsolidaatiokertoimen arvoksi:

$$c_v = 5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s} \times 3,1536 \times 10^3 = 0,15 \text{ m}^2/\text{a}$$

## 5 Rakennettujen kenttien päällysrakennetyypit

### 5.1. Yleistä

Ympäristölupamääräysten mukaan on läjitysalueiden päälle rakennettujen kenttien elinkaaren aikana huolehdittava, että läjitysalueen päällysrakenne kestää sinne suunnitellun toiminnan ja peittorakenteen toimivuus säilyy. Pintarakenteessa ilmenevät halkeamat ja muut viat tulee korjata viivytyksettä. (KAS-2005-Y-136-111, 2006). Autokentillä on voimassa suunnittelijan määräämät taulukon 8 mukaiset kuormitusrajat.

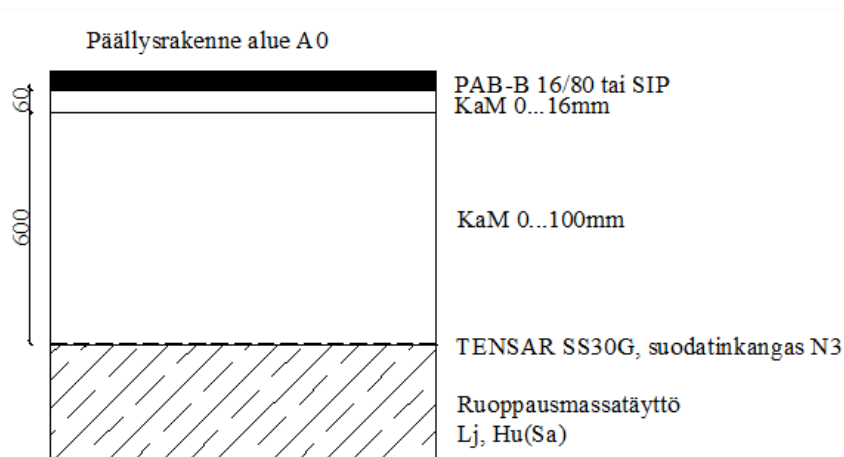
*Taulukko 8 Kuormitusrajat alueilla A0, A1, A3 ja A4 ( Karvonen J. & Norema R. 2006)*

Kuormitustyyppi	Yksikkö	Arvo
Tasainen pintakuorma	kN/m <sup>2</sup>	5
Akselikuorma	kN	80
Telikuorma	kN	120
Pistekuorma	kN	40

Myöhemmin lasketaan ja arvioidaan ruoppausmassojen päälle rakennettujen kenttien painumia. Painumalaskennassa huomioidaan tasainen pintakuorma 5 kN/m<sup>2</sup>. Mikäli hyötykuormaa kasvatetaan, lisäys kasvattaa myös painumaa.

### 5.2. Alue A0

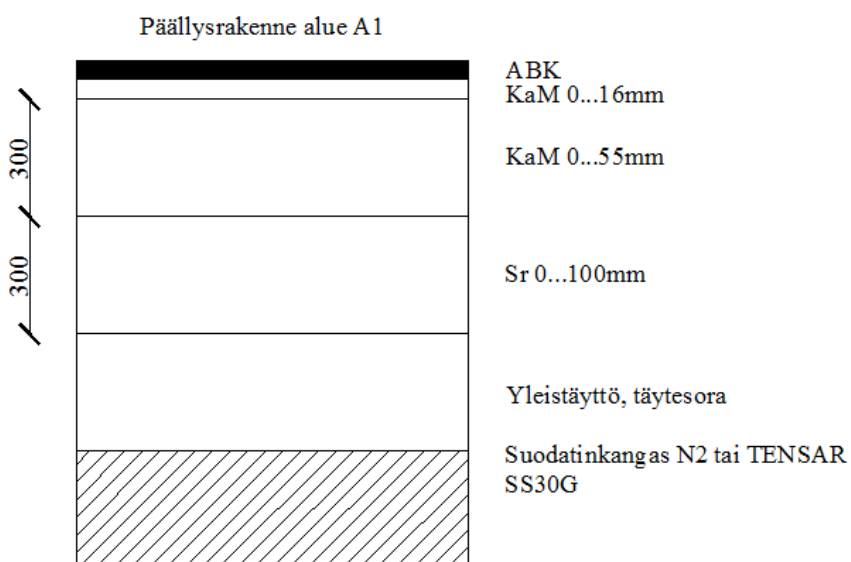
Rakentamisolosuhteet olivat vaativimmat autokentän ensimmäisen vaiheen aikana vuonna 2005. Rakennuspaikalle läjitetyt ruoppausmassat olivat kulkeneet jo eteläisen ruoppausaltaan läpi, joten kaikkein hienojakoisin massa oli suodattunut rakennuspaikalle. Läjityksen taso oli ennen rakentamista keskimäärin 2,3–2,5 m ja valmiin pinnan taso työn jälkeen oli +3,00 m. Rakennustyö aloitettiin talvityönä, jolloin rakennuspohja oli jäässä ja kantoi työkoneita. Urakoitsijana toimi Tieliikelaitos Oy. Ensimmäiset osat alueesta A0 vastaanotettiin kesällä 2005. Perusrakennetyyppinä oli geokomposiitti Tensar SS30G, jonka päällä 0,6–0,8m kalliomursketta 0..100 mm. Päällysrakenne alueella A0 on esitetty kuvassa 6. Toteutuneet murskekerroksen paksuudet vaihtelevat ruoppausmassatäytön yläpinnan epätasaisuuden vuoksi. Geovahvistetta limitettiin rakenteessa vähintään 1 m saumojen kohdalta. Saumojen suunta on rakenteessa pääasiassa itä-länsisuunta, lukuunottamatta osia alueen keskellä. Alueelle on rakennettu murskekerrokseen sepelisalaojaverkosto. Alue päällystettiin kokonaisuudessaan sirotepintauksena (SIP). Vuosina 2006 ja 2007 kentällä on päällystetty suuria alueita PAB-B-massalla. Alueen A0 jälkeen aloitettiin alueen A1 rakentaminen ja entisen kaatopaikan maisemointi.



*Kuva 6 Alueen A0 päällysrakennetyyppi*

### 5.3. Alueet A1, entinen kaatopaikka ja A5

Alueen A1 pohjoisosassa on pehmeitä maakerroksia. Alueelle on ajettu ylijäämämassoja ennen kentän rakentamista. Rakennustyö suoritettiin jakamalla alue karkeasti kahteen osaan itä-länsisuunnassa, siten että eteläosa oli alue A1 ja pohjoisosasta käytettiin työnaikaista nimitystä A2, koska siellä on pehmeitä maakerroksia ja jouduttiin käyttämään geokomposiittia. Alueen A1 rakennetyypit on esitetty kuvassa 7.



*Kuva 7 Alueen A1 päällysrakennetyyppi*

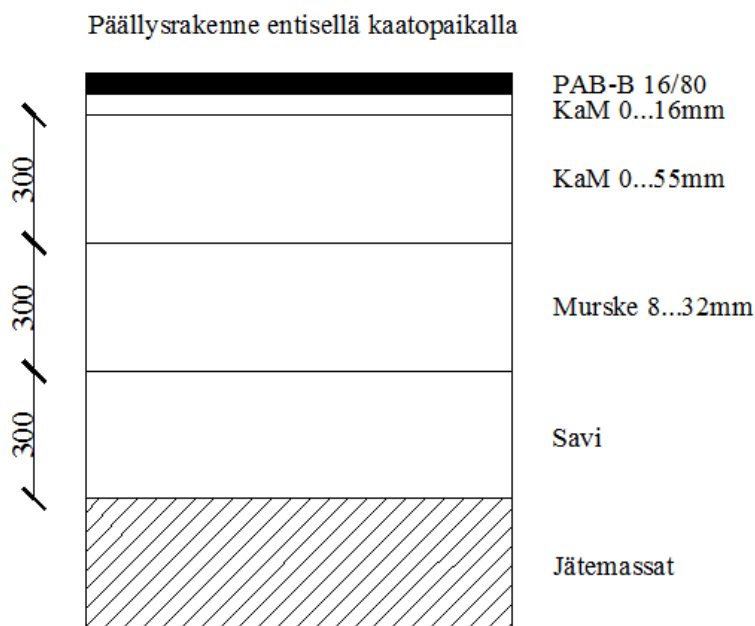
Hovinsaaren kaatopaikka oli perustettu vuonna 1963. Vuoden 1977 tarkastuspöytäkirjan mukaan kaatopaikalle on vastaanotettu yhdyskuntajätettä, teollisuuden kuivaa jätettä, teollisuuden erityisjätteitä, sakokaivolietettä, makkilantaa, teurastamojätteitä ja jäteöljyä,



jota on kerätty säiliöihin. Yhdyskuntajätteen käsittely kaatopaikalla päättyi vuonna 1986. Vanha yhdyskuntajätetäyttö on vuoteen 1991 mennessä peitetty teollisuusjätekerroksella. Teollisuusjätteinä alueelle on tuotu mm.:

- pigmenttija
- lateksijätettä
- meesaa (kiinteä kalsiumkarbonaatti)
- kaoliinilietettä (mm. paperinvalmistuksessa käytettävä alumiinisilikaattien heikosti kovettunut seos)
- jätekuivapaperia
- siistausjätettä (puukuitua, hiekkaa/soraa ja kaoliinia yhteensä 90 %)
- jätevedenpuhdistamon lietettä (kuitua ja savea 50/50)
- kuorta
- koivusulppua
- puumelassia
- galaktitolia
- täytemaata
- purkujätettä

Teollisuuskaatopaikkatoiminta sai luvan jatkaa vuoteen 1995 ja sittemmin jatkoajan vuoteen 1997 asti. Kaatopaikka suljettiin vuonna 1997 ja Kaakkois-Suomen ympäristökeskus velvoitti maisemoimaan alueen. Kaatopaikan maisemointi toteutettiin vuosina 2005–2006 Kaakkois-Suomen ympäristökeskuksen hyväksymällä tavalla rakentamalla alueelle asianmukaiset pintakerrokset. Vanha kaatopaikka-alue on maisemoitu Kaakkois-Suomen ympäristökeskuksen hyväksymällä tavalla kaatopaikan jätehuoltosuunnitelmapäätöksen (KAS-2005-Y-136-111, 2006) perusteella. Valtioneuvoston päätöksessä kaatopaikoista (861/1997) on määräyksiä, jotka koskevat entistä kaatopaikka-aluetta. Kaatopaikalle asetettavissa yleisissä vaatimuksissa määrätään, että kaatopaikka-alueen puhtaat pintavedet ja ulkopuoliset valumavedet on pidettävä erillään jätteestä ja kaatopaikkavesistä. Kaatopaikkavedellä tarkoitetaan jätteen läpi suotautuvaa nestettä. Koska kaatopaikka on poistettu käytöstä, sekä peitetty asianmukaisin rakennekerroksin, ei jätteen läpi pääse suotautumaan kaatopaikkavettä. Kaatopaikka-alue on tasattu voimakkaasti kaatavaksi ja päällystetty vettä huonosti läpäisevällä PAB-päällysteellä. Siten suuri osa sade- ja sulamisvesistä valuu alueelta laskuoihin joutumatta kosketuksiin jätteen kanssa. Mikäli vesi pääsee päällysteen mahdollisista halkeamista läpi, jää se tiivistyskerroksen (savikerroksen) päälle orsivedeksi ja kulkeutuu saman peruskaadon mukaisesti laskuoihin. Kunnossapidon ja käytön kannalta tällä on merkitystä niiltä osin, että rakennekerroksien rikkomista on vältettävä ja pienet painumat voidaan korjata suoraan murskeella ja PAB-päällysteellä. Kaasunkeräyssalaojat on toteutettu suunnitelmien mukaisesti ja ne on tarkemmitattu. Yksi kaasunkeräyskaivo on rakennettu marraskuussa vuonna 2009. Entisen kaatopaikan päällysrakennetyyppi on esitetty kuvassa 8.



**Kuva 8** Päällysrakenne entisellä kaatopaikalla

Alueesta A5 suurin osa on entistä Kotkan Energia Oy:n haketusaluetta. Suurin osa alueesta oli valmista päällystettyä kenttää sen siirryttyä Kotkan Satama Oy:lle. Alue A5 on aivan reuna-alueita lukuunottamatta painumaton alue.

## 5.4. Alueet A3 ja A4

Urakoitsijana alueilla toimi Ekokem-Palvelu Oy. Alueet rakennettiin täysin valmiiksi vuonna 2007. Ruoppausmassojen läjitystaso on matalammalla alueilla A3 ja A4, kuin alueella A0. Keskimääräisesti läjityksen pinnan taso oli ennen rakentamista +2,0 m. Perustäyttömateriaalina on käytetty rengastuotteita sekä tuhkalajikkeita. Taulukoissa 9 ja 10 on esitetty rengastuoteryhmien rakennusteknisiä ominaisuuksia.

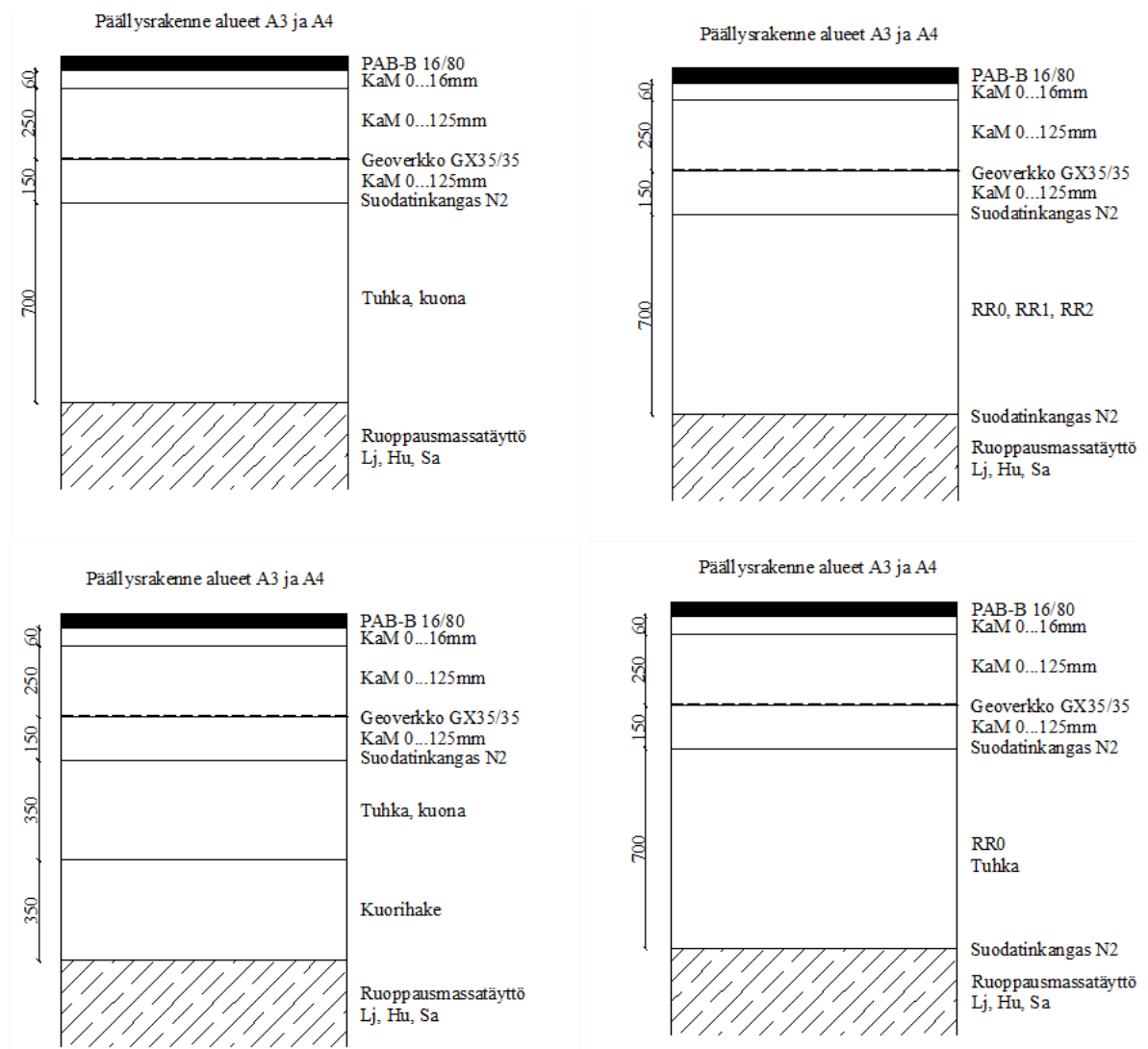
**Taulukko 9** Rengastuoteryhmien tilavuuspainoja (Rakennustieto ry. 2006 )

Tuote	Nimellismitat [mm <sup>2</sup> ]	Irtotilavuuspaino, kuormittamaton [kN/m <sup>3</sup> ]	Mitoitustilavuuspaino rakenteessa [kN/m <sup>3</sup> ]
RR0	Käsitlemättömät renkaat	1,3	2,0–4,0 (10–20 kPa kuorma)
RR1	100 x 300	3,7	5,0–6,0 (10–40 kPa kuorma)
RR2	100 x 50	4,2	2,0–4,0 (10– kPa kuorma)

**Taulukko 10 Rengasrouheiden RR1 ja RR2 rakennusteknisiä ominaisuuksia (Rakennustieto ry. 2006)**

		<b>RR1</b>	<b>RR2</b>
Palakoko (nimellinen)		100x300 mm <sup>2</sup>	100x50 mm <sup>2</sup>
Kiintotiheys	$\rho$	0,4...0,45 t/m <sup>3</sup>	0,55...0,6 t/m <sup>3</sup>
Tilavuuspaino	$\gamma$	4...4,5 kN/m <sup>3</sup>	5,5...6 kN/m <sup>3</sup>
Vedenläpäisevyys	k	1x10 <sup>-3</sup> ...1x10 <sup>-1</sup> m/s	
Koheesio	c	--	8...9 kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi$	--	~ 20...40°

Yleistäyttyä on tehty suurilla alueilla myös erilaisilla tuhkatyypeillä. Olennaista tuhkien rakennusteknisissä ominaisuuksissa on pieni tilavuuspaino rakenteessa. Läjitettyä tuhkien tilavuuspaino rakenteessa yleensä on 6–8 kN/m<sup>3</sup>. Tuhkan tiivistyessä tilavuuspaino kasvaa hieman, ollen kuitenkin pienempi kuin veden tilavuuspaino  $\gamma_w=10$  kN/m<sup>3</sup>. Tuhkan vedenläpäisevyys on vain 10<sup>-7</sup> m/s, kun se rengasstuotteilla on 10<sup>-3</sup>–10<sup>-1</sup> m/s. Lentotuhka lujittuu rakenteessa ajan kuluessa. Rengasstuotteiden ja tuhkan käyttäytymistä rakenteessa tarkastellaan myöhemmin painuma-arvionnin yhteydessä. Kuvassa 7 on esitetty toteutuneita rakennetyyppejä alueilla A3 ja A4. Toteutuneiden rakennetyyppien rajat on tarkemmitattu. Rakennetyyppien rajat on esitetty liitteessä 14. Rajat on merkitty myös kentälle syksyllä 2009.



**Kuva 9 Toteutuneet päällysrakennetyypit alueilla A3 ja A4**

Murskekerrosten alapuolella olevan perustäytön korkeus vaihtelee ruoppausmassojen läjitystason mukaan. Alueen A3 pohjoisosassa on vuonna 2005 rakennettuja tuhkan koekenttiä.

## 5.5. Päällysteet rakennetuilla kentillä

Päällystetyypin valittaessa otetaan huomioon alueen liikennemäärät ja pohjaolosuhteet. (Tielaitos 1997). Taulukossa 11 on esitetty päällystetyypin karkea valintatapa. Liikennemääränä käytetään keskivuorokausiliikennettä KVL.

*Taulukko 11 Päälystetyypin valinta (Tielaitos 1997)*

<b>Liikennemäärä, KVL</b>	<b>Päälystetyyppi</b>
0–300	SOP
200–1500	PAB-V
500–2500	PAB-B
1000–6000	AB

Autokentillä on lisäksi otettava huomioon paikoin epätasaisesti painuva rakenne, joka vaurioittaa päälystettä. Autokentillä on ensisijaisesti käytettävä hyvin muodonmuutoksia kestäväää päälystettä lukuunottamatta kantavia pengerteitä, joissa on käytetty myös AB-päälysteitä. Sirotepinta SIP kuuluu (Tielaitos 1997) pintauksiin. Sirotepintaauksessa päälysteen pinnalle liimataan sideaineella ohut murskekerros. Sirotepintausta tehtiin alueella A0 murskekerrosten päälle. Sirotepintaauksen hyvä ominaisuus autokentillä on kohtuullinen vedenläpäisevyys. Sirotepintausta vaatii liikennekuormaa siroteen sitoutumista varten, jossa sideaineen pinnalle jyrätty ohut murskekerros sitoutuu sideaineeseen ja tasoittuu. Liikennekuorma keskittyy autokentillä paikoitusalueille johtaville ajoteille, joilla KVL voi olla 200–1500. Ajoteillä sirotepintausta osoittautui toimivaksi, kunnes epätasaiset painumat kuitenkin aiheuttivat sirotepintaan vauriota. Paikoitusalueella KVL on useimpina päivinä vuodessa 0. Siellä sirote ei sitoutunut kunnolla bitumiin ja kentälle jäi irtonaista kiviainesta, joka häiritsi operaattorin toimintaa alueella. Edellytys hyvän sirotepinnan aikaansaamiseksi on riittävä liikenne valmiilla päälysteellä. Jälkeenpäin varastoalueita ja lähes kaikki ajotiet on päälystetty PAB-B-päälysteellä. Pehmeitä asfalttibetoneita on PAB-B ja PAB-V. PAB-B-päälysteessä sideaineena käytetään bitumia B330/430, B500/650 tai B650/900. PAB-V-päälysteessä käytetään bitumia V1500 tai V3000. PAB-päälysteet ovat kestäneet hyvin epätasaisia painumia. Alueilla A0, A1, entinen kaato- paikka, A3 ja A4 on käytetty PAB-päälysteitä. Alueella A1 on käytetty kantavimmilla alueilla myös AB-päälysteitä.

## **5.6. Geosynteettiset tuotteet rakennetuilla kentillä**

Geosynteettisten tuotteiden tehtävä on erottaa maa-ainekset toisistaan ja toimia suodat- timena (geotekstiili), sekä lujitteena maarakenteessa (geovahviste, geoverkko). Geo- komposiitit ovat erilaisten geosynteettisten tuotteiden yhdistelmiä esim. suodatinkangas ja geoverkko. (Hartikainen 2002). Geosynteettisiä tuotteita on käytetty kaikilla vuosina 2005–2007 rakennetuilla kentillä.

## **5.7. Geotekstiilit, geokomposiitit ja geoverkot**

Koska vesi läpäisee geotekstiilin, toimii se suodattavana materiaalina. Geotekstiilien raaka- aineena on useimmiten polypropeeni tai polyesteri. Kuitukankaiksi nimitetään poly- amidista tai polyeteenistä valmistettuja geotekstiilejä. (Hartikainen 2002) Kuitukankailla on kehitetty pääpiirteissään taulukon 12 mukainen käyttöluokitus. Kenttärakenteissa käy- tetty suodatinkankaat ovat luokkaa 3 ja 4.

*Taulukko 12 Geotekstiilin valinta karkeimman rakeisen materiaalin, käyttöluokan ja pohjamaan perusteella pysyvillä teillä ja työmaateillä (Hartikainen 2002)*

Käyttöluokka	Kokoonpuristuva maapohja $s_u > 25 \text{ kPa}$	Pehmeä- hyvin pehmeä maapohja $s_u < 25 \text{ kPa}$
1	Sovelletaan kuivatusojiin, eroosio-suojauksiin ja vastaaviin, etupäässä murskaamatonta luonnonmateriaalia vastaan	Ei käytetä
2	Soraa $< 60 \text{ mm}$ ja murskaamatonta luonnonmateriaalia vastaan *	Sovelletaan kuivatusojiin, eroosiosuojauksiin ja vastaaviin, etupäässä murskaamatonta luonnonmateriaalia vastaan.
3	Mursketta ja lajiteltua louhetta vastaan $< 200 \text{ mm}^*$	Soraa $< 60 \text{ mm}$ , ja murskaamatonta luonnonmateriaalia vastaan.
4	Mursketta ja lajiteltua louhetta vastaan $> 200 \text{ mm}$	Mursketta ja lajiteltua louhetta vastaan $< 200 \text{ mm}$
5	Raskaisiin kuormitus-, ympäristö- ja asennuskohteisiin	Mursketta ja lajiteltua louhetta vastaan $> 200 \text{ mm}$

Geoverkot valmistetaan stanssaamalla ja kutomalla. Stanssaamisessa muovikalvoon tehdään pyöreitä tai suorakaiteen muotoisia reikiä, jonka jälkeen kalvoa vedetään (esijännitetään) joko yhdestä tai kahdesta suunnasta niin, että molekyylit orientoituvat ja verkosta muodostuu lujempi ja jäykempi. Kudottu verkko valmistetaan kutomalla. Geoverkkojen hyödynnettävä ominaisuus on vetolujuus. Sen vuoksi geoverkkoa käytetään lujitteena lujitemaapenkereissä ja -seinissä. Lisäksi geoverkkoa käytetään pehmeän maan vahvistamiseen. (Hartikainen 2002) Alueella A0 on käytetty lujitteena geokomposiittia Tensar SS30G. Alueilla A3 ja A4 on käytetty lujitteena geoverkkoa GX35/35. Näiden lujitteiden ominaisuuksia tarkastellaan painuman vaikutuksen yhteydessä.

## 6 Kenttien painumien laskenta

### 6.1. Yleistä

Painumalaskenta on mahdollista toteuttaa alueella A0, sillä laskentaan tarvittava tieto on olemassa pohjatutkimustuloksista ja kirjallisuudesta saatavilla lähtötiedoilla. Alueiden A3 ja A4 painumaa voidaan arvioida.

### 6.2. Alkupainuma

Alkupainuman määrittämiseen on esitetty laskentatapoja (Korhonen K-H. 1985). Alueella A0 tapahtui rakennusaikana pintakerroksien syrjäytymistä. Tämä ilmeni jo rakennetun osa-alueen valmiin pinnan nousemisena useissa paikoissa tasauskorkoa ylemmiksi kuperiksi harjanteiksi. Tämä käyttäytyminen muuttaa alkupainuman laskemisen merkityksettömäksi, sillä nämä painuvat korjattiin jo työn aikana pintarakenteiden muotoilulla.

### 6.3. Terzaghin konsolidaatioteoria

Terzaghin konsolidaatioteorian mukaisesti koheesiomaiden primaarinen konsolidaatiopainuma  $S_p$  lasketaan yhtälöllä 5.

$$S_p = \varepsilon_p h = \frac{\Delta\sigma_1}{M_s} h \quad (5)$$

,missä

$S_p$  = kerroksen primaarinen konsolidaatiopainuma, kun  $t \rightarrow \infty$  [m]

$\varepsilon_p$  = keskimääräinen suhteellinen muodonmuutos pystysuunnassa

$M_s$  = konsolidoituvan kerroksen keskimääräinen kokoonpuristuvuusmoduuli jännitysvälillä  $\Delta\sigma_1$

$\Delta\sigma_1$  = jännityksen lisäys [kPa]

Yhtälöllä 5 voidaan laskea painuma jos jännityksen lisäys  $\Delta\sigma_1$  on syvyydestä riippumaton vakio. (Korhonen K-H. 1985) Autokenttäalueen A0 kuormitustyyppi täyttää tämän ehdon. Yhtälöstä nähdään, että painuman suuruus on suoraan verrannollinen painuvan kerroksen paksuuteen ja jännityksen lisäykseen, sekä kääntäen verrannollinen kokoonpuristuvuusmoduuliin. Terzaghin konsolidaatioteoriassa otaksutaan, että tasainen kuorma lisätään nopeasti arvoon  $p$  hetkellä  $t=0$ . Kuorman lisäys aiheuttaa tällöin konsolidoituvaan maakerrokseen huokosveden ylipaineen  $\Delta u = p = \Delta\sigma_1$ . Lisäksi oletetaan, että huokosvesi poistuu konsolidoituvasta kerroksesta vain ylöspäin. Terzaghin teoriassa lähtökohtana on se, että rakenteen painumisnopeus ja rakenteen alla olevan maakerroksen konsolidoitumisnopeus määräytyy yksikäsitteisesti huokospaineen muuttumisesta ajan ja paikan suhteen. Primaarisen konsolidoitumisen aste eli konsolidaatioaste määritetään (Korhonen K-H. 1985) mukaisesti yhtälöllä 6:

$$U_p = \frac{S(t)}{S_p} = \frac{F(t)}{F(t=0)} \quad (6)$$

, missä

$U_p$  = primaarisen konsolidoitumisen aste hetkellä  $t$

$S(t)$  = primaarinen konsolidaatiopainuma hetkellä  $t$

$S_p$  = lopullinen primaaripainuma, kun  $t \rightarrow \infty$

Terzaghin konsolidaatioteorian reunaehtoina ovat (Korhonen K-H. 1985):

1. Tasaisen kuorman  $p$  ulottuvuus kaikkiin suuntiin on äärettömän suuri. Konsolidoituvaan kerrokseen muodostuu kuorman lisäyksen johdosta vain puristusjännityksiä ts. maakerroksessa ei esiinny leikkausjännityksiä eikä niiden aiheuttamia muodonmuutoksia. Alueella A0 kuormitus on tasainen ja laaja-alainen ja se ulottuvuus kaikkiin suuntiin on äärettömän suuri.
2. Konsolidoituvan maakerroksen ylä- ja alapinta ovat vaakasuoria. Kokonaisuuden kannalta maakerroksen ylä- ja alapintaa voidaan tarkastella vaakasuorina.
3. Konsolidoituva kerros on rakenteeltaan homogeeninen ja isotrooppinen ja sen kyllästymisaste on  $S_r$  on 100 %. Maakerroksen huokosissa oleva vesi on hydraulisesti jatkuvassa tilassa. Maa-aines ja vesi ovat kokoonpuristumattomia. Maakerroksen tilavuuden muutos tapahtuu yksinomaan huokostilassa. Vaikka konsolidoituva kerros ei

kokonaisuudessaan ole homogeeninen eikä isotrooppinen, voidaan kokonaisuuden kannalta olettaa ehdon toteutuvan alueella A0.

4. Darcyn kerroin  $k$  pysyy konsolidoitumisen aikana vakiona. Suotovirtaus tapahtuu yksinomaan pystysuunnassa. Kokonaisuuden kannalta voidaan suotovirtauksen ajatella tapahtuvan vain pystysuunnassa alueella A0.
5. Maakerroksen muodonmuutostila on yksisuuntainen ts.  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$  ja  $\varepsilon_1 = \varepsilon_v$ . Muodonmuutostila on yksisuuntainen alueella A0.

Terzaghin teoriaa voidaan soveltaa vain kun em. reunaehdot toteutuvat. Kun tarkastellaan Terzaghin kondolidaatioteorian reunaehtojen 1–5 toteutumista autokenttien olosuhteisissa, voidaan todeta, että kaikki reunaehdot toteutuvat.

## 6.4. Tangenttimoduulimenetelmä

Geotekninen kerrosjako suoritetaan siten, että muodonmuutosparametrit  $M$ , tai  $m$  ja  $\beta$ , sekä konsolidaatiokerroin  $c_v$  voidaan otaksua kerroskohtaisiksi vakioiksi. (Korhonen K-H. 1985). Ennen tangenttimoduulimenetelmän mukaista laskentaa on maa jaettu geoteknisiin kerroksiin (liite 2). Primaarinen konsolidaatiopainuma lasketaan yhtälöllä 7:

$$S_p = \varepsilon_p * \Delta z \quad (7)$$

, missä

$$S_p = \text{primaarinen konsolidaatiopainuma [m]}$$

$$\varepsilon_p = \text{primaarinen muodonmuutos geoteknisessä kerroksessa [-]}$$

$$\Delta z = \text{korkeuden muutos geoteknisessä kerroksessa [m]}$$

Painuma on suoraan verrannollinen painuvan kerroksen paksuuteen. Suhteellisen muodonmuutoksen  $\varepsilon_p$  määrittäminen suoritetaan muodonmuutosyhtälöiden 8–13 mukaisesti geoteknisen kerroksen konsolidaatitilasta riippuen. Suhteellinen muodonmuutos riippuu jännitystilasta, sekä muodonmuutosparametreistä. Yhtälöä 13 voidaan soveltaa vain silloin, jos voidaan luotettavasti osoittaa, että maakerros on ylikonsolidoitunut. Lisäksi määritetään, että jos maakerroksen ylikonsolidoituminen on vähäistä, otaksutaan se normaalisti konsolidoituneeksi. (Korhonen K-H. 1985)

Normaalisti konsolidoituneet maakerrokset (NK),  $\sigma'_{vo} \cong \sigma_c$

$$\varepsilon_p = \frac{1}{m\beta} \left[ \left( \frac{\sigma'_{vo} + \sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left( \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_v} \right)^\beta \right], \text{ kun } \beta \neq 0 \quad (8)$$

$$\varepsilon_p = \frac{1}{m} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo} + \sigma_z}{\sigma'_{vo}} \right), \text{ kun } \beta = 0 \quad (9)$$

Lievästi ylikonsolidoituneet kerrokset (LYK),  $\sigma'_{vo} < \sigma_c < \sigma'_{vo} + \sigma_z$



$$\varepsilon_{p1} = \frac{1}{m\beta} \left[ \left( \frac{\sigma'_{vo} + \sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left( \frac{\sigma_p}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad (10)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{1}{m_2\beta_2} \left[ \left( \frac{\sigma_p}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} - \left( \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} \right] \quad (11)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p1} + \varepsilon_{p2} \quad (12)$$

Voimakkaasti ylikonsolidoituneet kerrokset  $\sigma_c \gg \sigma'_{vo} + \sigma_z$

$$\varepsilon_p = \frac{1}{m_2\beta_2} \left[ \left( \frac{\sigma'_{vo} + \sigma_z}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} - \left( \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} \right] \quad (13)$$

Yhtälöissä esiintyvät termit ovat:

$\sigma'_{vo}$  = tehokas vallitseva jännitys eli geostaattinen jännitys [kPa]

$\sigma_p$  = geoteknisessä kerroksessa vallitseva konsolidaatiojännitys [kPa]

$\sigma_v$  = vertailujännitys (100 kPa)

$m$  = normaalisti konsolidoituneen kerroksen moduuliluku

$\beta$  = normaalisti konsolidoituneen kerroksen jännityseksponentti

$m_2$  = ylikonsolidoituneen kerroksen moduuliluku

$\beta_2$  = ylikonsolidoituneen kerroksen jännityseksponentti

Painuman suuruuteen vaikuttaa painuvien kerrosten paksuus. Tarkasteltavassa pisteessä kaikki kerrokset 1–5 ovat painuvia kokonaispaksuudeltaan 14,53 m. Kuormitus tarkasteltavan pisteen kohdalla muodostuu hyötykuormasta ja pengermateriaalin painosta seuraavasti:

Hyötykuorma:	5 kN/m <sup>2</sup>
Päällyste: SIP/PAB	0,5 / 1,0 kN/m <sup>2</sup>
Pengermateriaalin kuorma:	20 kN/m <sup>3</sup> x 0,8 m = 16 kN/m <sup>2</sup>
Yhteensä:	22 kN/m <sup>2</sup>

Toteutunut murskekerros on joillakin alueilla suunniteltua (0,6 m) suurempi rakennuspohjan epätasaisuuden vuoksi. Pengerkuorman laskennassa määritetään murskekerroksen paksuudeksi 0,8 m. Koska hyötykuorman (autot) vaikutusalue on muuttuva varastointitilanteen vuoksi, on kokonaisuuden ja yksinkertaisuuden kannalta tarpeen sisällyttää se pysyvään pengerkuormaan kasvattamalla murskekerroksen paksuutta lisäjännityksen määrittämisessä. Samoin menetellään päällysteen osalla. Murskeen tilavuuspainon ollessa 20 kN/m<sup>3</sup>, voidaan murskerroksen korkeuden arvolla 1,1 m määrittää koko aluetta koskeva pystysuora lisäjännitys:

Lisäjännitys  $\sigma_z = 20 \text{ kN/m}^3 \times 1,1 \text{ m} = 22 \text{ kN/m}^2$

Tästä kuormasta aiheutuu maahan pystysuora lisäjännitys. Koska kuormitus on tasainen ja laaja-alainen, jakautuu kerroksiin kohdistuva jännitys tasaisesti.

## 6.5. Alueen A0 primaaripainuma

Taulukossa 13 on laskettu alueen A0 pisteen 1 primaarinen konsolidaatiopainuma. Geotekninen kerrosjako on liitteen 2 mukainen. Tehokkaat konsolidaatiojännitykset  $\sigma'_c$  on määritetty laskentapisteissä kerroksien keskellä. Pystysuora lisäjännitys  $\sigma_z = 22 \text{ kPa}$  ja se vaikuttaa samansuurtuisena kaikissa kerroksissa. Koska  $\text{OCR} = 1$  ja  $\beta_1 = 0$ , käytetään suhteellisen muodonmuutoksen  $\epsilon_p$  laskennassa yhtälöä 9.

**Taulukko 13 Primaarinen konsolidaatiopainuma alueella A0**

Primaarinen konsolidaatiopainuma, alue A0, piste 1														
Jännitys jakaumat $\sigma'_{vo}$ ja $\sigma_z$ kuormituksen lisäyksen jälkeen hetkellä $t=0$ .														
Tehokas konsolidaatiojännitys $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ , OCR=1														
Kerros $i$	$\gamma_i$	Syvyys $z$	$\Delta z$	$\sigma'_{vo}$	$\sigma_z$	$\sigma'_{vo} + \sigma_z$	$\sigma'_c$	$m_1$	$\beta_1$	$m_2$	$\beta_2$	$\epsilon_p$	$S_p$	
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	
RAKENNEKERROKSET				0,00	0,00	0,00								
1	15	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	2,25							
		1,45		2,25	22,00	24,25		NK						
		1,90		4,50	22,00	26,50		3	0			0,79	713	
2	16	1,90	0,90	4,50	22,00	26,50	7,20							
		2,35		7,20	22,00	29,20		NK						
		2,80		9,90	22,00	31,90		3,1	0			0,45	406	
3	16	2,80	1,60	9,90	22,00	31,90	14,70							
		3,60		14,70	22,00	36,70		NK						
		4,40		19,50	22,00	41,50		5,8	0			0,16	252	
4	17	4,40	1,20	19,50	22,00	41,50	23,70							
		5,00		23,70	22,00	45,70		NK						
		5,60		27,90	22,00	49,90		9,1	0			0,07	87	
5	15	5,60	9,93	27,90	22,00	49,90	52,73							
		10,57		52,73	22,00	74,73		NK						
		15,53		77,55	22,00	99,55		9,1	0			0,04	381	
14,53													1839	

Alueen A0 primaaripainuman loppuarvoksi määritetään  $S_p > 1,8 \text{ m}$ . Ruoppausmassojen läjityksistä muodostuvat kerrokset 1–3 painuvat eniten suhteessa kerroksien paksuuksiin. Osa-alueilla, jossa ruoppausmassakerrokset ovat paksumpia, on myös painuma laskettua arvoa suurempi. On täysin mahdollista, että jollain alueella primaaripainuma on 2 m. Laskennan tulosta voidaan kokonaisuuden kannalta pitää luotettavana, koska viimeisimmässä imuruoppauksessa alueelle A0 läjitettiin erittäin vesipitoista hienojakoista ruoppausmassaa, jonka on ollut mahdollista levittäytyä tasaisesti alueelle, joten merkittäviä eroja kerrospaksuuksissa ei ole. Aikaisempien ruoppauksien läjitystavan vaikutuksesta kerrok-

siin (lähinnä kerroksen 4 yläosa) ei ole tarkkaa tietoa. Myöhemmin osoitetaan, että painuman tapahtumiseen kuluu pitkä aika. Taulukossa 13 suoritettujen laskennan tulos on vahvistamattoman penkereen painuma. Koska geovahvistetta on käytetty rakenteessa, on tarkasteltava myös sen vaikutusta. Vahvistetun penkereen painuma lasketaan (Tanska et al. 1995) yhtälöllä 14:

$$S_v = 0,9 \dots 1,0 * S_{\max} \quad (14)$$

, missä

$$S_v = \text{vahvistetun penkereen painuma} [mm]$$

$$S_{\max} = S_p = \text{vahvistamattoman penkereen maksimipainuma} = 1839 mm$$

Autokenttien kohdalla on perusteltua käyttää kerrointa 1,0, koska vahvisteen käyttäytyminen rakenteessa muuttuu olennaisesti pitkäaikaisen epätasaisen painuman johdosta. Siten laskettua painumaa  $S_{\max}=S_p=1839$  mm käytetään lopullisena primaaripainuman arvona. Myöhemmin tarkastellaan sekundaaripainuman vaikutusta kokonaispainumaan.

## 6.6. Painumanopeuden laskenta

Koheesiomaiden painuma on konsolidaatioprosessi, jossa kuormituksen aiheuttama huokosveden ylipaine purkautuu suotovirtauksena ja tapahtuu hidas primaarinen konsolidaatiopainuma. Suotovirtauksen suunta ja reunaehdot on esitetty aiemmin kuvassa 4. Konsolidaatioprosessiin vaikuttavat (Vepsäläinen P. 2006) kuormituksen dimensiot, influenssiarvot ja kuormitushistoria, sekä maapohjan paksuus ja kerrostuneisuus. Virtausreunaehtoina vaikuttavat painumattoman pohjan vedenläpäisevyys (läpäisevä tai läpäisemätön) ja vettä johtavat välikerrokset. Alkuehtona on huokospainejakautuma konsolidaation alussa. Lisäksi vaikuttavat kerrosten kokoonpuristuvuus- ja vedenläpäisevyysominaisuudet. Yleisimmin painumanopeus lasketaan Terzaghin yksiulotteisen konsolidaatioteorian mukaisesti. Teoria toimii käytännössä silloin, kun painuvan maakerroksen paksuus on enintään puolet kuormitusalueen leveydestä. Menetelmää tulee käyttää ainoastaan normaalisti konsolidoituneille maakerroksille. Kuormitusehto ja konsolidaatioehto täyttyvät ruoppausmassojen läjitysalueilla. Terzaghin teoriassa primaarisena muuttujana on maapohjassa pienenevä huokosveden ylipaine  $u$ , mikä noudattaa ajan  $t$  ja syvyyden  $z$  suhteen differentiaaliyhtälöä 15. Konsolidaatiokerroin voidaan määrittää yhtälöllä 16.

$$c_v \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} = \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} \quad (15)$$

, missä

$$u = \text{huokosveden ylipaine syvyydessä } z \text{ ja ajanhetkellä } t [kPa]$$

$$z = \text{syvyyskoordinaatti } [m]$$

$$c_v = \frac{kM}{\gamma_w} \quad (16)$$

, missä

$c_v = \text{pystysuuntainen konsolidaatiokerroin} [m^2/a]$

$k = \text{vedenläpäisevyyskerroin} [m/s]$

$M = \text{kokoonpuristuvuusmoduuli} [kN/m^2]$

$\gamma_w = \text{veden tilavuuspaino} \cong 10 [kN/m^3]$

Yhtälö 15 ratkaistaan (Vepsäläinen P. 2006) huokosveden ylipaineen  $u$  suhteen. Huokosveden ylipaineen muutoksen ja pystysuuntaisen kokoonpuristuman muutoksen välille otaksutaan lineaarinen yhteys, jolloin ajan funktiona tapahtuva konsolidaatiopainuma  $S_c(t)$  voidaan laskea yhtälön 17 mukaisesti. Konsolidaatiopainuma hetkellä  $t$  riippuu keskimääräisestä konsolidaatioasteesta  $U(t)$ , joka riippuu aikakertoimesta  $T_v$  yhtälön 18 mukaisesti.

$$S_c(t) = U(t)S_c \quad (17)$$

$$U(t) = f(T_v) \quad (18)$$

Aikakerroin  $T_v$  lasketaan yhtälöllä 19

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (19)$$

, missä

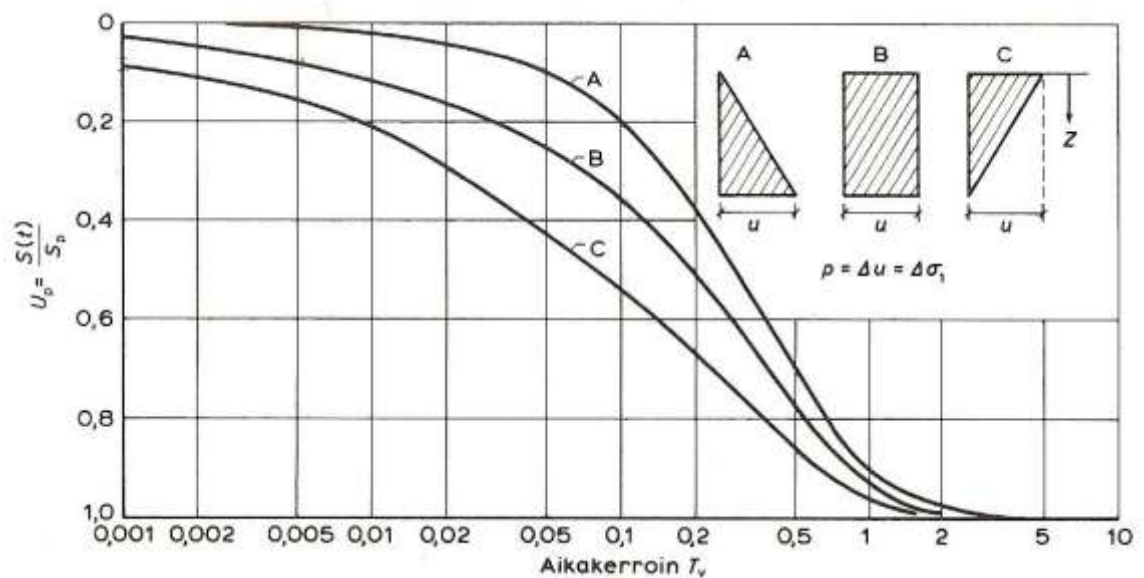
$T_v = \text{aikakerroin}$

$c_v = \text{konsolidaatiokerroin} [m^2/a]$

$t = \text{aika primaarisen konsolidaation alusta} [a]$

$H = \text{suotovirtausmatkan pituus} [m]$

Jos painuvien kerrosten alapuolella on vettä johtava kerros,  $H$  on puolet painuvien kerrosten paksuudesta. Kuvan 10 nomogrammista voidaan aikakertoimen  $T_v$  avulla määrittää konsolidaatioaste hetkellä  $t$ .



Kuva 10 Keskimääräinen konsolidaatioaste  $U$  aikatekijän  $T_v$  funktiona erilaisilla huokosylipaineen jakautumilla (Korhonen K-H. 1985)

Normaalisti konsolidoituneilla pehmeillä savilla suljetussa tilassa on voimassa yhtälö  $\Delta u = \Delta \sigma_z$ . Terzaghin teorian huokosveden virtauksen pystysuuntaisuusehdon takia käytetään kuvan 10 alkuehtotyyppiä B.

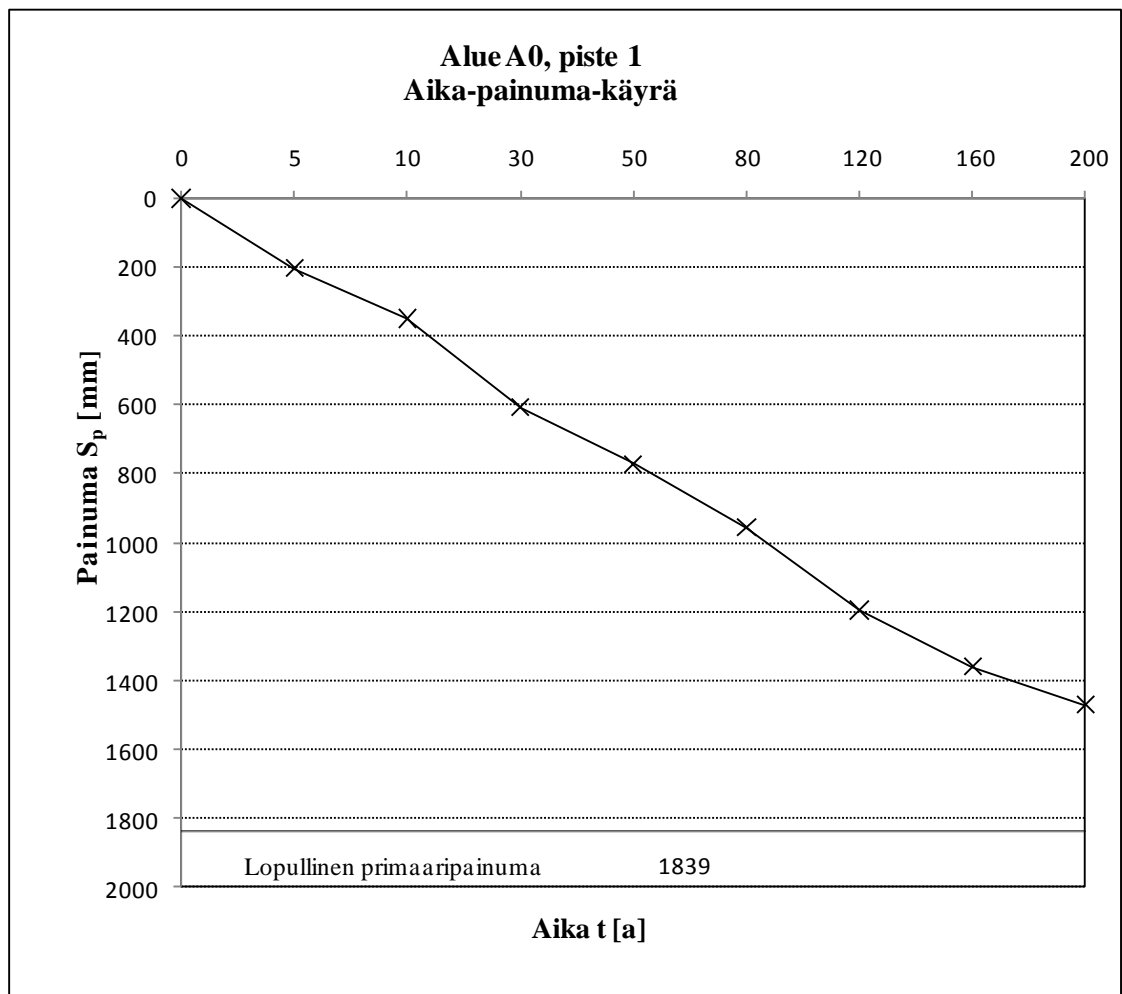
## 6.7. Painumanopeus alueella A0

Painumanopeuden laskenta on esitetty taulukossa 14 Aikakerroin  $T_v$  lasketaan yhtälön 19 mukaisesti. Konsolidaatiokerroin  $c_v = 0,15 \text{ m}^2/\text{a}$ . Huokosveden virtausmatkan pituus  $H$  on puolet painuvien kerrosten paksuudesta 14,53 m eli 7,265 m, koska kerrosten alla on vettä läpäisevä moreenikerros. Ajan muutokset on esitetty taulukon sarakkeissa ja siten on saatu määrättyä aikaa vastaava konsolidaatioaste  $U_c$ .

Taulukko 14 Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeuden laskenta

Aika $t$ [a]	0	5	10	30	50	80	120	160	200
Aikakerroin $T_v$	-	0,014	0,028	0,085	0,142	0,227	0,341	0,455	0,568
Konsolidaatioaste $U_c$	0	0,11	0,19	0,33	0,42	0,52	0,65	0,74	0,8
$S_c(t)$ [mm]	0	202	349	607	722	956	1196	1361	1471
$S_p(t)$ [mm]	0	202	349	607	722	956	1196	1361	1471

Kuvassa 11 on esitetty primaarisen konsolidaatiopainuman nopeuden laskenta graafisessa muodossa.



**Kuva 11** Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus alueella A0

Primaarinen konsolidaatiopainuma kestää koko kentän elinkaaren ajan. Painuman kesto on huomioitava alueen viemäröintien suunnittelun yhteydessä. Alueella A0 ruoppausmassat ovat silmämääräisten havaintojen mukaan painuneet paikoin jo yli 0,5 m vuoden 2009 loppuun mennessä eli noin viidessä vuodessa. Laskennallinen tulos konsolidaatiopainumalle viiden vuoden aikana on noin 0,2 m. Ero havaittuihin painumiin johtuu alueella olevista epätasaisista kuormituksista, jotka ovat johtaneet pintakerrosten ruoppausmassojen syrjäytymiseen. Käyttäytyminen havaittiin jo rakentamisaikana. Epätasaiset kuormitukset johtuvat rakennekerrosten paksuuden vaihtelusta. Ruoppausmassat häiriintyivät rakentamisvaiheessa ja häiriintyneet leikkauslujuuden arvot ovat vain hieman yli 0 kPa. Tällaista pintakerrosten deformaatiota ei voi mitenkään huomioida painumalaskennassa, koska ne eivät johdu konsolidaatiosta, vaan leikkausjännityksistä.

## 6.8. Sekundaarinen painuma

Sekundaarinen konsolidaatiopainuma otaksutaan alkavaksi, kun primaarinen konsolidaatioaste on  $U$  noin 90 %. Laskennan perusteella 200 vuoden kuluttua saavutetaan konsolidaatioaste  $U=80$  %. Sekundaaripainuman merkitys muodostuu kentillä merkityksettömäksi, koska primaaripainuma kestää kentän koko elinkaaren ajan.

## 6.9. Painumat alueilla A3 ja A4

Alueiden A3 ja A4 painumaa ei voida laskea, koska tarvittavaa pohjatutkimustietoa ei ruoppausmassakerroksista ole käytettävissä. Alueiden A3 ja A4 valmiin pinnan korko-asema oli valmistumisen hetkellä +3,0 m. Ruoppausmassojen läjitystaso on matalammalla alueilla A3 ja A4, kuin alueella A0. Keskimääräisesti läjityksen pinnan taso oli ennen rakentamista +2,0 m, kun se alueella A0 oli keskimäärin +2,4 m. Perustäyttö ennen rakennekerroksia (noin 0,4 m mursketta) on suoritettu kevyillä materiaaleilla (rengasrouhe, kokonaiset renkaat, tuhka). Rengasrouheen tilavuuspaino rakenteessa on tuotosta riippuen n. 4–6 kN/m<sup>3</sup>, ja sitä on noin keskimäärin 0,6 m paksu kerros. Pieni tilavuuspaino johtuu suuresta tyhjätilasta. Rengastuotteiden tilavuuspaino märkänä on veden tilavuuspainoa  $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$  hiukan suurempi, joten ne eivät kellu vedessä. Havaintojen perusteella orsi-vedenpinta on tuhka-alueilla lähes aina tuhkan päällä ja sateiden jälkeen myös rengasrouheista koostuvan perustäytön päällä. Pystyjännitys alueilla A3 ja A4 riippuu vedenpinnan asemasta. Pääsääntöisesti perustäyttö on kokonaan vedellä kyllästetty  $S_r=100 \%$  johtuen sadevesistä ja konsolidaatiosta. Todennäköisin vedenpinta alueilla on siten murskekerroksen alapinnassa. Tämä on huomioitava pystyjännitystä laskettaessa. Määritetään pystyjännitys alueilla A3 ja A4 em. lähtötiedoin.

Hyötykuorma:	5 kN/m <sup>2</sup>
Päällyste PAB/B:	1,0 kN/m <sup>2</sup>
Murskekerrokset:	0,4m x 20 kN/m <sup>3</sup> =8 kN/m <sup>2</sup>
Perustäyttö RR0,RR1,RR2:	0,6m x (10-10) kN/m <sup>3</sup> $\cong$ 0 kN/m <sup>2</sup>
Yhteensä:	14 kN/m <sup>2</sup>

Koska painumalaskentaan tarvittavia pohjatutkimustuloksia ei ole käytettävissä alueilta A3 ja A4, on painuman arviointi savikerrosten perusteella ainoa tapa saada vertaileva tulos. Alueilla pystyjännityksen arvo on pienempi kuin alueella A0. Toisaalta savikerrokset ruoppausmassojen alla ovat paksumpia. Alueella A0 savikerrokset painuvat suuremmalla pystyjännityksellä 468 mm. Tästä arvioidaan alueiden A3 ja A4 savikerrosten painumaksi 0,4 m, koska vaikka savikerrokset ovat paksumpia, on pystyjännitys pienempi. Alueiden A3 ja A4 ruoppausmassojen painumaa arvioidaessa on huomioitava ruoppausmassojen erilainen koostumus. Alueelle A0 on läjitetty alueiden A3 ja A4 muodostamasta altaasta erittäin vesipitoista ruoppausmassaa. Kaikkein hienoaineisin ruoppausmassa on siten alueella A0. Siksi ei voida olettaa ruoppausmassojen painuvan samalla tavalla kuin alueella A0. Arvioidaan ruoppausmassojen painumaksi 0,5 m. Karkea vertailutulos alueiden A3 ja A4 painumien suuruudesta verrattuna alueeseen A0 voidaan esittää prosenttilukuna seuraavasti:

$$\frac{S_{A3,A4}}{S_{A0}} = \frac{0,9m}{1,8m} = 50 \%$$

Näillä karkeilla olettamuksilla voidaan arvioida alueiden A3 ja A4 painuma 50 % pienemmäksi verrattuna alueen A0 painumaan, joka on > 1,8 m. Myös alueen A3 ja A4 painuma kestää koko kentän elinkaaren ajan, sillä konsolidaatiokertoimen arvo on samaa suuruusluokka kuin alueella A0. Alueen A3 pohjoisosassa on vuonna 2005 tehtyjä tuhkan

koekenttiä, joiden päälle on rakennettu lujiterakenne geoverkosta ja kalliomurskeesta. Tätä aluetta on käytetty autonkuljetusautojen lastausalueena. Siten pystyjännitys on ajoittain ollut huomattavasti suurempi, kuin muilla alueilla. Lastausalue on havaintojen mukaan painunut jopa 0,5 m viereisiä alueita enemmän. Tuhkarakenne kestää lujittumisen vuoksi suurempia kuormituksia kuin muut alueet, mutta painumat kasvavat kuormituksen lisäyksen myötä.

## 7 Geovahvisteet rakenteissa

### 7.1. Yleistä

Koska liejupitoiset ruoppausmassat eivät kestä päällysrakenteen ja kuormituksen aiheuttamia leikkausjännityksiä, geovahvisteiden tehtävä on ottaa vastaan veto- ja leikkausjännityksiä ja siten pienentää jännitysten aiheuttamia siirtymiä. (Tanska et al. 1995) Kunnossapidon kannalta on tärkeää keskittyä tarkastelemaan geovahvisteiden käyttäytymistä käyttötilassa painuman yhteydessä. Rakenteissa käytetyistä vahvistetyypeistä on tiedossa tärkeimmät valmistajan ilmoittamat ominaisuudet. Alkuperäisissä mitoituksissa ei ole otettu huomioon suuria epätasaisia painumia. Alueella A3 ja A4 urakoitsija on teettänyt vahvisteiden valmistajalla yksityiskohtaisen murtorajatilamitoituksen, jossa ruoppausmassojen ja savikerroksien lopullista painumaa ei ole otettu huomioon. Mitoituksen tuloksena on valittu käytettäväksi geoverkko GX35/35, joka lujuusominaisuuksiltaan on samankaltainen kuin alueella A0 käytetty geokomposiitti Tensar SS30G. Kentän elinkaaren aikana suuret epätasaiset painumat aiheuttavat suuria lisäjännityksiä vahvisteteisiin. Rakennustyön aikana murskeella kiilaamalla tehdyt vahvistesaumat ovat rakenteen heikoin kohta. Taulukoissa 15 ja 16 on esitetty käytettyjen geoverkkojen ominaisuuksia.

*Taulukko 15 Geovahvisteiden Tensar SS30G (alueet A0, A1) rakennusteknisiä ominaisuuksia*

Materiaali	Polypropeeni
<b>Vetolujuus <math>f_k</math></b>	
Pituussuunnassa (min)	30 kN/m
Poikkisuunnassa (min)	30 kN/m
<b>Murtovenymä %</b>	
pituussuunnassa	< 10 %
poikkisuunnassa	< 10 %
<b>silmäkoko</b>	
pituussuunnassa	39 mm
poikkisuunnassa	39 mm



*Taulukko 16 Geoverkon GX35/35 (alueet A3, A4) rakennusteknisiä ominaisuuksia*

Materiaali	Polyesteri
<b>Vetolujuus</b>	
Pituussuunnassa (min)	35 kN/m
Poikkisuunnassa (min)	35 kN/m
<b>Murtovenymä %</b>	
pituussuunnassa	12 %
poikkisuunnassa	11,5 %
pitkän ajan vetolujuus (120 a, pH 4-9)	17,8 kN/m
silmäkoko pituussuunnassa	20 mm
silmäkoko poikkisuunnassa	35 mm

## 7.2. Vahviteen mitoitustaluuteen vaikuttavia tekijöitä

Geovahvisteita on käytetty rakenteissa alueilla A0, A1, A3 ja A4. Lähtötietojen puutteellisuuden vuoksi ei ole olemassa olevien vahvisteiden vahvistevimaa ole mahdollista laskea luotettavasti. On kuitenkin tarpeellista esittää vahviteen lujuuteen vaikuttavia tekijöitä, jotta osataan ennakoida vahviteen käyttäytymistä käyttötilassa. Geovahviteen mitoitukseen vaikuttavia asioita ovat (Tanska et al. 1995)

- materiaalin venymä (alkumuodonmuutos + viruma; riippuu polymeeristä ja kuitu-tyypistä, josta tuote on valmistettu)
- materiaaliominaisuuksien hajonnan ja ekstrapoloinnin vaikutus vetolujuuden määrittämiseen,
- rakentamisen aikana syntyvät materiaalivauriot (riippuvat täyttömateriaalista ja tiivistystavasta)
- materiaalin pysyvyys (kemialliset ja bakteriologiset tekijät).

Mitoituslujuus  $f_d$  suositellaan määritettäväksi joko yhtälöllä (20) tai yhtälöllä (21).

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{m1}\gamma_{m2}\gamma_{m3}} \quad (20)$$

$$f_d = \frac{k f_m}{\gamma_{m1}\gamma_{m2}\gamma_{m3}} \quad (21)$$

, joissa

$f_d$  = mitoitustaluus (laskenta – arvo)

$f_k$  = vetolujuuden ominaisarvo, joka saadaan lyhyt – ja pitkäaikaisten vetokokeiden perusteella suunnitteluikää vastaavaksi

$f_m$  = lyhytaikaisesta vetokokeesta saatava murtolujuus

(muodonmuutosnopeus  $20 \pm 5 \text{ % / min}$ ; standardi ISO / DIS 10319)

$k$  = korjauskerroin (riippuu polymeerityypistä)

$\gamma_{m1}$  = materiaaliominaisuuksien ja ekstrapoloinnin osavarmuusluku

$\gamma_{m2}$  = rakennusaikaisen vaurioitumisen osavarmuusluku

$\gamma_{m3}$  = ympäristötekijöiden osavarmuusluku

### 7.3. Vetolujuuden ominaisarvo

Vahviteen vetolujuuden ominaisarvo määritetään ensisijaisesti virumakokeen (kesto vähintään 10 000 tuntia) ja toissijaisesti lyhytaikaisen vetokokeen perusteella. Väliaikaisissa rakenteissa voidaan virumakoetuloksiin perustuen käyttää suurempaa vahviteen vetolujuuden ominaisarvoa kuin pysyvissä rakenteissa. Vahvisteseen kohdistuvaa kuorituksen kestoaikaa arvioitaessa voidaan pysyvissä rakenteissa ottaa huomioon koheesio- maan konsolidoitumisesta johtuva leikkauslujuuden kasvu ja siitä johtuva vahviteen kuorituksen pieneneminen. Kun saatavilla on vain lyhyenajan vetokokeen tuloksia, voidaan vetolujuuden ominaisarvo määrittää kertomalla vahviteen murtolujuus  $f_m$  taulukosta 17 saatavalla korjauskertoimella  $k$ . Mikäli on saatavilla luotettavia materiaali- tai tuote- kohtaisia tutkimustuloksia auktorisoidusta laboratoriosta, käytetään ominaisarvon määrittämisessä ensisijaisesti niitä. (Tanska et al. 1995)

*Taulukko 17 Korjauskerroin  $k$  vetolujuuden ominaisarvon määrittämistä varten (Tanska et al. 1995)*

Polymeerityyppi	Korjauskerroin $k$ , käyttöikä 60 a	Korjauskerroin $k$ , käyttöikä 120 a
Polyesteri	0,43	0,40
Polyamidi	0,37	0,35
Polypropeeni	0,21	0,20
Polyeteeni	0,21	0,20

Kenttien ominaisuuksien (pysyvästi kapseloidut pilaantuneet maat) vuoksi polyesteri- vahviteen tarkastelussa tulee korjauskerroin  $k$  valita sarakkeesta 120 a, jolloin  $k=0,40$ .

### 7.4. Materiaaliominaisuuksien hajonnan ja viruman ekstrapoloinnin osavarmuusluku

Materiaaliominaisuuksien hajonnan ja viruman ekstrapoloinnin osavarmuusluku  $\gamma_{m1}$  riippuu rakenteen vaurioitumisesta aiheutuvan henkilöriskin ja taloudellisten menetysten suuruudesta sekä rakenteen suunnitteluiästä, kuten taulukossa 18 on esitetty. (Tanska et al. 1995)

*Taulukko 18 Vahviteen materiaaliominaisuuksien hajonnan ja virumakokeen ekstrapoloinnin osavarmuusluku  $\gamma_{m1}$  (Tanska et al. 1995)*

Suunnitteluikä [a]	Osavarmuusluku $\gamma_{m1}$
120	1,4
60	1,3

Osavarmuuslukuna tulee käyttää  $\gamma_{m1}=1,4$ .

## 7.5. Rakennusaikaisen vaurioitumisen osavarmuusluku

Rakennusaikaisen vauriotumisen osavarmuusluvun arvoja  $\gamma_{m2}$  on esitetty taulukossa 19. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää geotuotteen valmistajan ilmoittamia luotettavasti määritettyjä vauriotumisen huomioonottavia kertoimia. (Tanska et al. 1995)

*Taulukko 19 Rakennusaikaisen vauriotumisen osavarmuusluku  $\gamma_{m2}$  (Tanska et al. 1995)*

Savi, siltti	Hiekka	Luonnonsora	Murskesora/ kalliomurske	Louhe
1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Osavarmuusluvuksi tulee valita  $\gamma_{m2} = 1,4$ .

## 7.6. Ympäristötekijöiden osavarmuusluku

Useimmat synteettiset geovahvisteet kestävät luonnon maamateriaalissa esiintyviä kemiallisia aineita ja bakteereja maan pH:n ollessa 4–9. Myös aika vaikuttaa vahvisteeseen heikentävästi. Ympäristöolosuhteet huomioidaan taulukon 20 mukaisesti maan pH:sta riippuen. Mikäli vahvisteen alueella on mahdollista käyttöään aikana esiintyä maaperään kuulumattomia kemikaaleja, on se huomioitava mitoituslujuuden määrittämisessä. (Tanska et al. 1995)

*Taulukko 20 Ympäristötekijöiden osavarmuusluku  $\gamma_{m3}$  (Tanska et al. 1995)*

Maan pH-arvo	Osavarmuusluku $\gamma_{m3}$
2,0–4,0	1,1
4,1–8,9	1,0
9,0–9,5	1,15

Osavarmuusluvuksi tulee valita  $\gamma_{m3} = 1,0$

## 7.7. Muodonmuutosominaisuudet

Pitkäaikaisessa kuormituksessa on materiaalivaatimuksia määrättäessä pyrittävä aina mahdollisimman alhaiseen virumaan ja suunnittelussa on tarkistettava erikseen rakenteen asettamat vaatimukset sallitulle venymälle. Geovahvisteen lujuus tulee saavuttaa samanaikaisesti maassa tai vahvisteen ja maakerroksen välillä mobilisoituneen leikkausjännityksen kanssa. (Tanska et al. 1995)

## 7.8. Maan ja vahvisteen välinen kitka

Kun mitoitetaan vahvisteen ankkurointikapasiteettia ja tarkastellaan täyttömaan tai pohjamaan liukumista vahvisteen pintaa pitkin on huomioitava maan ja vahvisteen välinen kitka. Kitkan mitoitusarvo määritetään korjauskertoimen  $\alpha$  avulla. Maan ja vahvisteen välinen kitkakerroin  $\mu$  määritetään yhtälöllä 22

$$\mu = \tan \phi_{sgd} = \alpha \tan \phi_d \quad (22)$$

, missä

$\mu$  = maan ja vahvisteiden välinen kitkakerroin

$\phi_{sgd}$  = maan ja vahvisteiden välisen kitkakulman mitoitusarvo

$\phi_d$  = maan sisäisen kitkakulman mitoitusarvo ( $= \phi_c'$ )

$\alpha$  = korjauskerroin

Korjauskerroin  $\alpha$  määritetään leikkauskokeen avulla, kun tarkastellaan suoraa liukumista. Ankkurointikapasiteetin laskemista varten korjauskerroin  $\alpha$  määritetään ulosvetokokeella. Molemmissa tapauksissa voidaan käyttää vahvisteiden valmistajan ilmoittamia  $\alpha$ -arvoja. (Tanska et al. 1995) Kerroin  $\alpha$  voidaan määrittää karkeasti taulukosta 21.

**Taulukko 21 Korjauskertoimen  $\alpha$  arvoja (Tanska et al. 1995)**

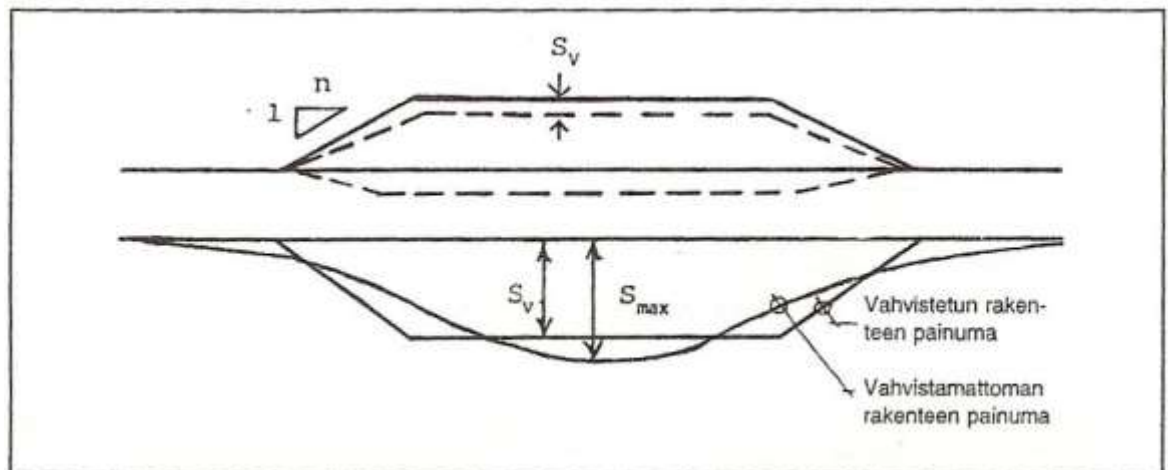
Maalaji/ vahvistetyyppi	Savi Siltti	Hiekka	Luonnonsora )	Murske )	Louhe	Kevytsora )
Verkko	0,8	0,9	0,95	1,0	0,9	0,8
Kangas	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,7

\*) Verkon silmäkoon tulee olla sellainen, että  $\#_{\min} \geq 1,5$  \* täyttömateriaalin  $d_{50}$

Korjauskertoimeksi valitaan  $\alpha=1,0$

## 7.9. Geovahvisteiden käyttäytyminen alueella A0

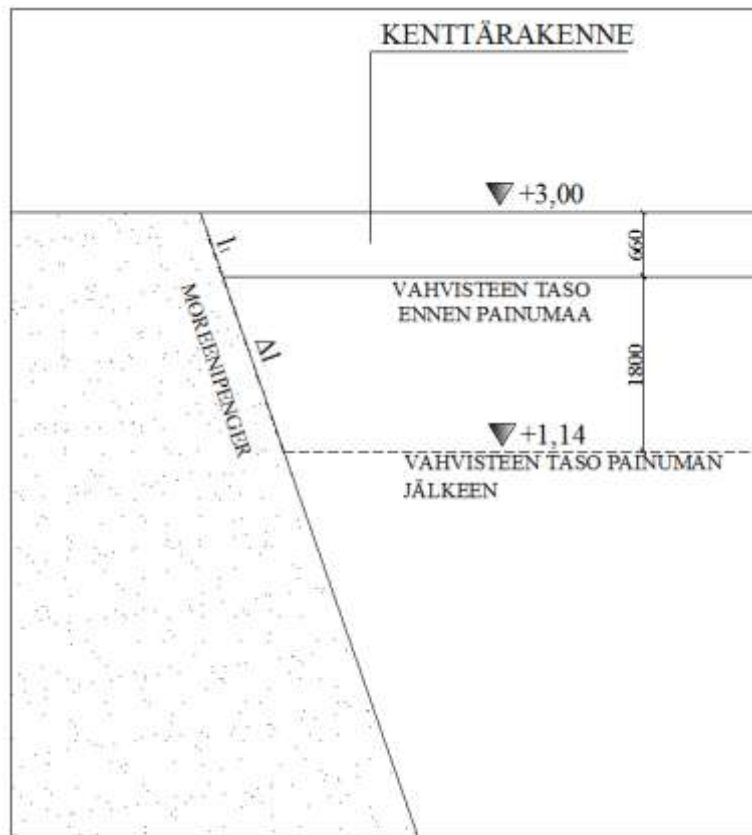
Vahvistetun penkereen painuman jakautuminen otaksutaan kuvan 12 mukaiseksi.



**Kuva 12 Vahvistetun ja vahvistamattoman penkereen painuma (Tanska et al. 1995)**

Vahvistukseen kohdistuu suurimmat vetojännitykset moreenipenkereiden vieressä, johon se on ankkuroitu, ja painuman yhteydessä se todennäköisesti irtaantuu penkereestä. Vahvisteiden murtuminen on epätodennäköistä, mutta saumojen siirtymisiä tulee tapahtumaan alueella A0 painuman edetessä. Myös välittömästi reunapenkereiden lähellä olevat saumat ovat heikkoja kohtia. Yksi sauman siirtyminen on jo tapahtunut alueella A0. Sen korjaus-

tekniikka on esitetty luvussa 9. Painuman yhteydessä tapahtuva vahvisteiden pituuden muutos alueella A0 reunapenkereen vierestä voidaan määrittää kuvasta 13 yhtälöllä 23.



**Kuva 13 Vahvisteiden pituuden muutos painuman yhteydessä**

Vahvisteiden pituus moreenipenkereen vieressä tarkasteltavassa esimerkissä on  $l_1=1,0$  m, ja painuman arvolla 1,8 m vahvisteiden pituuden muutos on:

$$\frac{0,66m}{1,0m} = \frac{0,66m + 1,8m}{1,0m + \Delta l} \Rightarrow \Delta l = 2,7m \quad (23)$$

Vahvisteiden saumat eivät kestäisi näin suuria pituuden muutoksia, joten ne irtoavat jo ennen primaaripainuman loppuarvoa. Todellisuudessa vahvisteeseen aiheutuvat jännitykset vaikuttavat myös reunapenkereen lähellä oleviin saumoihin.

## 7.10. Geovahvisteiden käyttäytyminen alueilla A3 ja A4

Liitteessä 15 on esitetty vahvisteiden valmistajan osavarmuuslukumenettelyllä suorittama mitoitus, jonka tuloksena on esitetty käytettäväksi geovahvistetta GX35/35. Osa lähtötiedoista perustuu oletuksiin. Suurin epäkohta on vahvisteiden limityspituuden valitseminen 0,25 m:ksi. Tämä ankkurointipituus ei painuman kasvaessa välttämättä riitä kentän epätasaisten painumien vastaanottamiseksi moreenipenkereiden vieressä ja muilla reuna-alueilla, joita ovat rakennetyyppien rajat.

## **8 Kuivatus**

### **8.1. Yleistä**

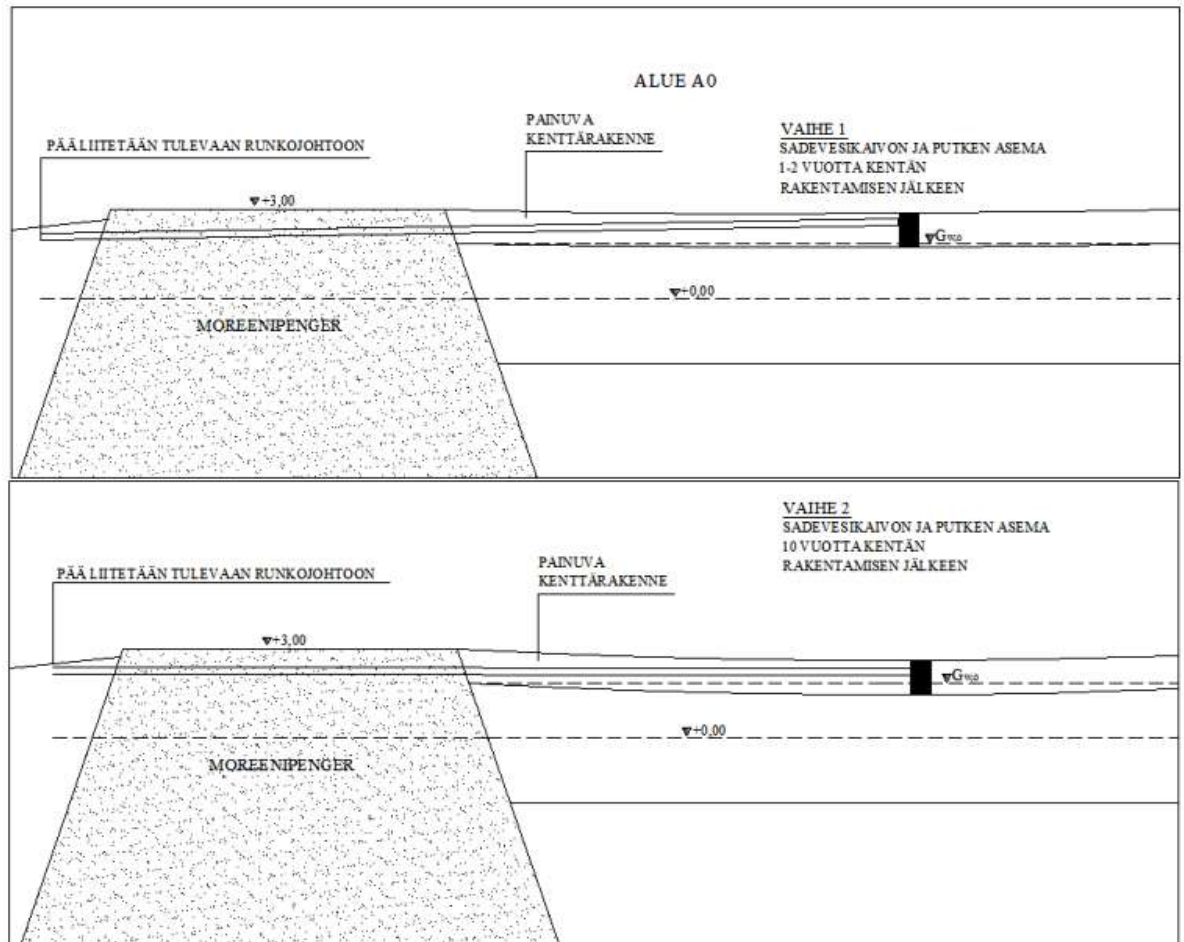
Ympäristöluvassa määrätään, että aluiden sade- ja kuivatusvesien käsittely ja johtaminen on suunniteltava ja toteutettava siten, että niistä ei aiheudu vesistöjen pilaantumista. Kenttäalueet eivät ole pohjavesialueita. Kuivatuksen kohdalla keskitytään painuvien alueiden nykyisiin ja tuleviin ongelmiin. Etenkin painuvien kenttien keskialueilla on varauduttava hulevesien pumpaamiseen, sillä hulevesiviemärirakenteet painuvat päällysrakenteen mukana. Painuville kenttäalueille syntyy suuria lammikoita sateiden aikana, jotka haittaavat kenttien nykyistä käyttöä. Myös keskialueille rakennettavat viemäröinnit on pyrittävä liittämään olemassa oleviin runkojohtoihin.

### **8.2. Rakennetut hulevesiviemärit**

Alueella A1 on toimiva hulevesiviemäröinti. Entisen kaatopaikan hulevedet valuvat päällysrakenteen pinnalta aluetta reunustaviin ojiin, ja niistä vanhojen viemäröintien kautta mereen. Alueella A3 on kokoomakaivo, josta lähtee runkojohto luoteispohjoiseen. Kokoomakaivo rakennettiin paikkaan, jossa ruoppausmassatäyttö oli matalimmillaan. Kaivoon virtaa vettä alapäin, koska se on tarkoituksella alapäin avoin. Kokoomakaivosta on mahdollista pumpata vettä runkolinjaa.

### **8.3. Alue A0**

Kuivatuksen rakentamista läjitysalueiden päälle rakennetuille kentille vaikeuttaa kenttien pitkäaikainen ja suuri painuma. Etenkin kenttien keskialueet aiheuttavat ongelmia, koska sadeveden runkojohdot ovat kaukana; toinen sijaitsee läjitysalueen itäpuolella vanhalla satamakentällä ja toinen alueiden alueiden A0, A1 ja Veitsiluodon kentät välisellä rajalla. Sadevesikaivoja ei voida rakentaa kentän päällysrakenteen alapuolelle, sillä ruoppausmassojen kapselointiin ei voida puuttua. Alueelle A0 on rakennettu eniten painuneille kohdille lähelle itäistä reunapengertä sadevesikaivoja, joista lähtevä muoviputki purkaa sadevettä viereisen satamakentän puolelle. Periaatepiirros alueen A0 olemassa olevista putkista on esitetty kuvassa 14. Alueen A0 itäpuoliselle satamakentälle on suunniteltu rakennettavaksi uusi runkojohto vuonna 2010, johon on tarkoitus liittää myös alueen A0 hulevesiviemäreitä. Hulevesiviemärirakenteet painuvat kenttärakenteen mukana kuvan 14 mukaisesti.



**Kuva 14 Hulevesiviemärirakenteet painuvat kenttärakenteen mukana.**

Putkea ei voida laskea alemmas purkupään lähellä, koska silloin jouduttaisiin rikkomaan kenttärakennetta. Orsivedenpinta on konsolidaation alussa ruoppausmassojen yläpinnassa ja sateiden aikana murskekerroksessa. Myös kentän keskialueilla syntyy painuman vuoksi lammikoita, jotka haittaavat varastokäyttöä. Keskialueelta purkavaan putkeen ei saada tehdyksi riittävää kallistusta. Tämä vuoksi on joihinkin reuna-alueen kaivoihin on painuman edetessä rakennettava pumppausjärjestelmä, jolla voidaan ohutta putkea myöten pumpata hulevettä keskialueen kaivoista. Olemassa olevat hulevesiputket toimivat painuman edetessä enää pumppauksessa käytettävän putken suojaputkina. Pumput voidaan myös sijoittaa kentän keskiosiin. Edullisinta on sijoittaa pumppu siten, että sillä voidaan pumpata keskitetysti usesta kaivosta. Koska viemärit ovat vain noin 0,4m syvyydessä, menevät ne pakkasilla jäähän. Sen vuoksi pumppausjärjestelmän putket on varustettava sähkövastuksin. Sähköä on mahdollista saada alueella olevista valaisinpylväistä. Alueella A0 ei ole tehty valmistumisen jälkeen painumamittausta. Painumamittaus on tarkoitus tehdä vuonna 2010. Mittaustulosten perusteella voidaan määrittää sadevesikaivojen paikat kentän matalimpiin kohtiin.

## **9 Painumavaurioiden korjaus ja kuivatuksen huomioiminen**

### **9.1. Yleistä**

Suuria epätasaisia painumia tulee esiintymään alueilla A0 ja A1:n pohjoisosassa. Suurimmat painumat tapahtuvat alueella A0. Kaikkia painumia ei ole tarpeellista tasoittaa. Epävarmuustekijöitä kunnossapitotöissä ovat geovahvистeen saumojen asema painuman jälkeen ja siten rakenteen kestävyys. Mikäli saumat ovat painuman yhteydessä siirtyneet, ei leikkauslujuus ole välttämättä mobilisoitunut vahvisteseen oikealla tavalla. Alueilla A3 ja A4 painumien aiheuttama lammikoituminen on todennäköisesti ainoa kunnossapidon ongelma ajan kuluessa. Alueilla ei muodostu niin suuria epätasaisia painumia, kun alueella A0.

### **9.2. Painumien korjaus alueella A0**

Alueelle syntyy ajan kuluessa suuria epätasaisia painumia ja on niiden korjaus suunniteltava tapauskohtaisesti. Tavoitteena on painumaeron tasoittaminen ja lujitetun rakenteen kestävyuden varmistaminen. Murskeen käyttäminen korotusmateriaalina lisää pystyjännitystä ja siten kasvattaa painumaa, joten sen käyttäminen ei ole suotavaa. Varmuudella ei voida tietää, mitkä geovahvистeen saumat ovat siirtyneet, joskin jonkin verran voidaan päätellä painuman muodosta. Suuret kuvan 15 mukaiset painumat viittaavat vahvистeen sauman siirtymiseen ja silloin on rakenne leikattava auki vahvisteseen asti, ja tutkittava vahvистeen tila. Vahvистeen sauma on rakenteen heikoin kohta ja mikäli se kuvan 15 kaltaisissa tapauksissa löydetään korjausten yhteydessä, on se vahvistettava esim. teräsvaijereilla. Alle 0,3 m painumia ei ole järkevää korottaa; lammikoituminen on järkevintä estää hulevesiviemärirakenteilla. Mikäli korotusta joudutaan tekemään yli 0,5 m, kuten kuvan 15 tapauksessa, on korotuksesa käytettävä kevyitä materiaaleja kuten kevytsora ja rengasrouhe. Rengasrouheen kimmoisuuden vuoksi sen päälle on tasattava korjauskohteissa aina murskekerros muodonmuutoksien estämiseksi pintarakenteissa. Parhaiten soveltuva tuote on RR2, sillä se on rengasrouhetuotteista hienojakoisinta, ja siten sopii mataliin korotuksiin.





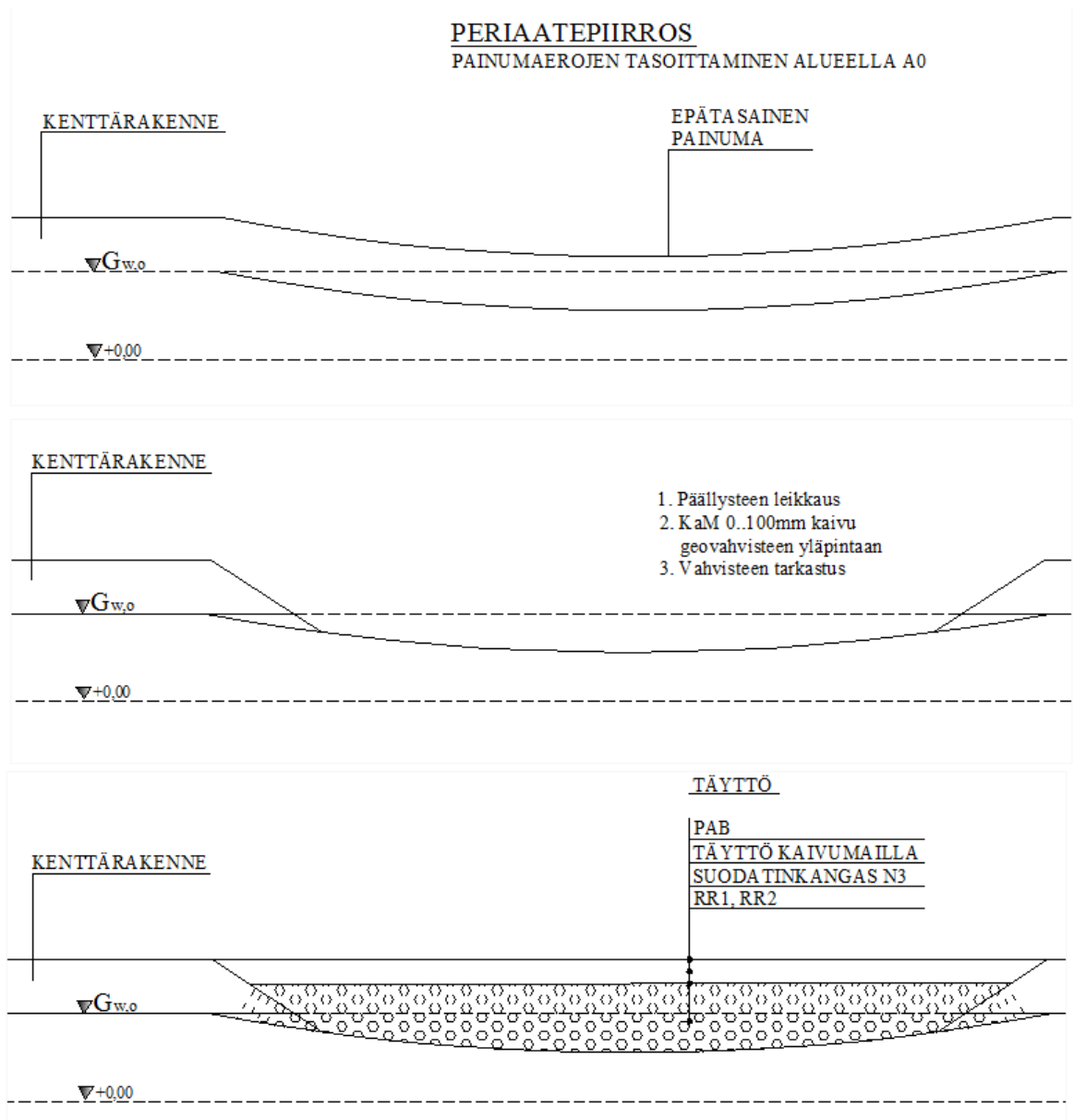
*Kuva 15 Painumavaurio autokentällä A0 syyskuussa 2009 (Kotkan Satama Oy)*

Kuvien 15 ja 16 painuma korjattiin syksyllä 2009. Rakenne leikattiin vahvisteeseen asti. Vahvisteen saumaa ei löydetty, mutta on selvää, että sauman siirtymä on tapahtunut. Koska alueella joudutaan joka tapauksessa joskus pumppaamaan hulevettä, korotuksen yhteydessä rakennettiin sen pituussuunnassa sadevesikaivoja.



*Kuva 16 Painumavaurio autokentällä A0 syyskuussa 2009 (Kotkan Satama Oy)*

Kuvista 15 ja 16 voidaan havaita, että sateiden jälkeen orsivedenpinta on paikoin kenttärakenteen yläpuolella painumien kohdalla. Lammikoituminen on suurin ongelma nykyisessä varastokäytössä. Orsivedenpinta laskee muutamassa päivässä tasolle, joka on hieman geovahvistetta ylempänä. Korjaustyöt suoritettiin kuvan 17 periaatepiirroksen mukaisesti. Orsivedenpinta on kuvassa yleisimmin esiintyvällä tasolla.



*Kuva 17 Alueen A0 painuman korjaustyön kulku*

Kuvassa 18 on havaittavissa orsivedenpinnan laskeutuminen geovahvisteen yläpinnan tasolle, kun sateista on kulunut noin viikko.



*Kuva 18 Painumaerojen tasoittamisen vuoksi tehtävää painumavaurion korjaamista alueella A0 syksyllä 2009. Orsivedenpinta on hyvin havaittavissa geovahvisteiden päällä.*

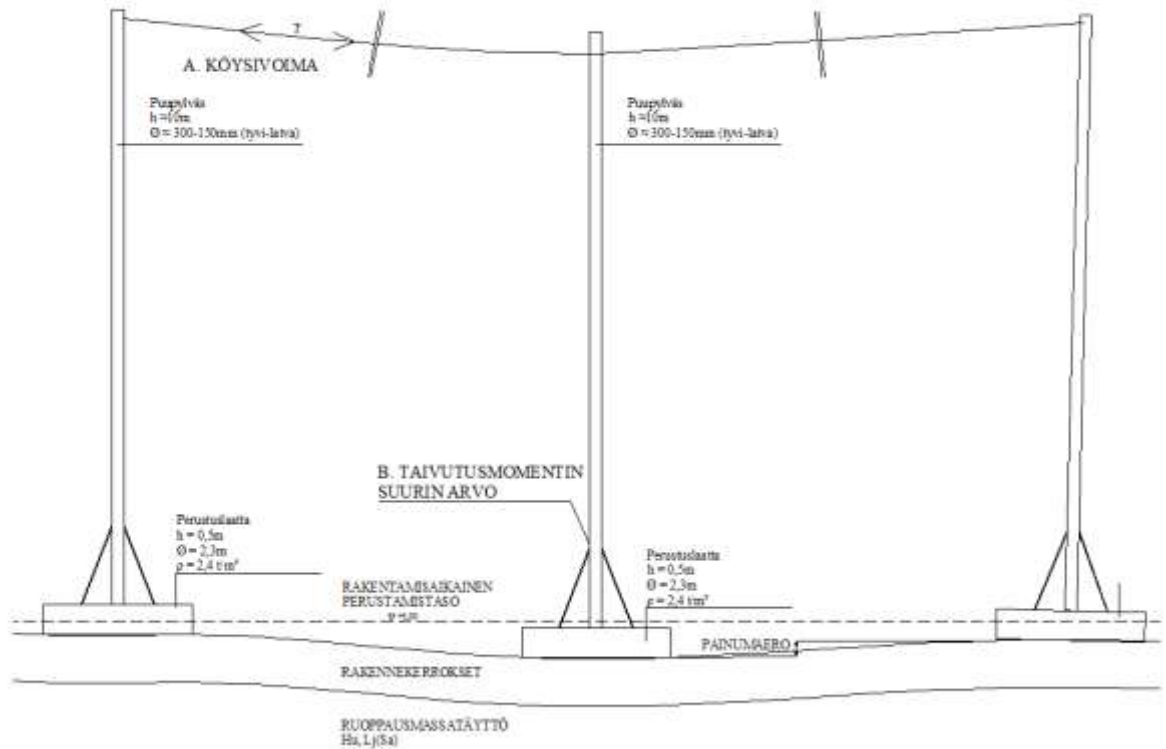
### **9.3. Painumien vaikutus valaistuksen rakenteisiin**

Autokentille on rakennettu valaistus. Valaisinpylväät koostuvat betonisesta ympyrälaatasta ( $\varnothing=2,3$  m) ja puupylväästä ( $h=10$  m). Pylväiden välillä on johtimet ja vaijerit kuvan 19 periaatepiirroksen (kuva 20) mukaisesti.



*Kuva 19 Valaisinpylväs alueella A0.*

PAINUMAEROJEN AIHEUTTAMAT RASITUKSET (A, B)  
VALAISTUKSEN RAKENTEISIIN



Kuva 20 Periaatepiirros painumien aiheuttamista rasituksista valaistuksen rakenteisiin

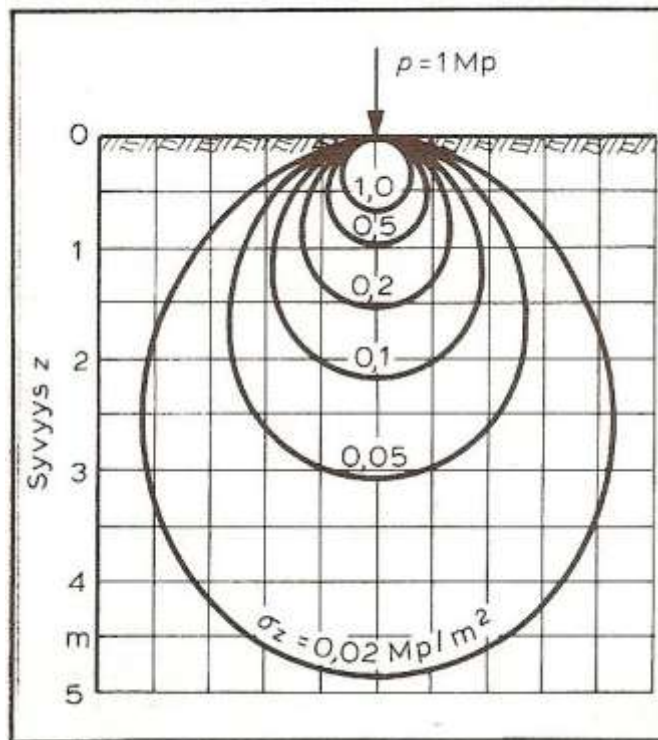
Yhden valaisinpylvään aiheuttama pistekuorma:

Perustuslaatta:	$0,5m \times \pi \times (1,15m)^2 \times 2,4 t/m^3 = 5,0 t$
Puupylväs:	$10m \times \pi \times (0,225m)^2 \times 0,38 t/m^3 = 0,6 t$
Valaistus:	0,1 t
Vaijerit:	0,1 t

Pistekuorma:  $5,8 t = 58 kN$

Alueella A0 rakennekerrosten aiheuttama kuormitus (pengerkuorma, tasainen, laaja-alainen) on  $22 kN/m^2$ . Pylvään kohdan kuormitusta tarkastellaan  $P=58 kN$  suuruisen pistekuorman ja pengerkuorman yhdistelmänä. Pistekuorman aiheuttama pystyjännitys maahan arvioidaan (Vepsäläinen P. 1985) kuvan 21 mukaisesti pystyjännityksen tasavälikäyriä apuna käyttäen. Lisäjännitys ei riipu materiaaliominaisuuksista.





Kuva 21 Pistekuormasta aiheutuvan pystyjännityksen  $\sigma_z$  tasa-arvoviivat (Vepsäläinen P. 1985)

Tarkastellaan pylvään painumaa erillisessä painumalaskennassa, jossa pengerkuorman pystyjännitykseen lisätään pistekuorman aiheuttamat jännitykset laskentapisteissä. Laskentapisteet (syvyydet) rakenteen yläpinnasta ovat 1,45 m, 2,35 m, 3,60 m ja 5,00 m. Taulukossa 22 esitetyt jännitykset lisätään painumalaskennassa laskentapisteisiin ja suoritetaan laskenta taulukossa 23.

Taulukko 22 Valaisinpylväästä aiheutuvat lisäjännitykset

Syvyys [m]	Kerroin a [ $1/m^2$ ]	$\sigma_z = a \cdot P = a \cdot 58 \text{ kN}$
1,45	0,2	11,6
2,35	0,08	4,64
3,60	0,04	2,32
5,00	-	-

**Taulukko 23 Valaisinpylvään aiheuttaman lisäpainuman laskenta**

Primaarinen konsolidaatiopainuma, alue A0, piste 1, pylvään kohta														
Jännitys jakaumat $\sigma'_{vo}$ ja $\sigma_z$ kuormituksen lisäyksen jälkeen hetkellä t=0.														
Tehokas konsolidaatiojännitys $\sigma_p = \sigma'_{vo}$ , OCR=1														
Kerros i	$\gamma_i$	Syvyys z	$\Delta z$	$\sigma'_{vo}$	$\sigma_z$	$\sigma'_{vo} + \sigma_z$	$\sigma_p$	$m_1$	$\beta_1$	$m_2$	$\beta_2$	$\epsilon_p$	$S_p$	
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	
RAKENNEKERROKSET														
1	15	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	2,25	NK					0,92	831
		1,45		2,25	33,60	35,85		3	0					
		1,90		4,50										
		4,50												
2	16	1,90	0,90	4,50		4,50	7,20	NK					0,50	449
		2,35		7,20	26,64	33,84		3,1	0					
		2,80		9,90		9,90								
		9,90			9,90									
3	16	2,80	1,60	9,90		9,90	14,70	NK					0,17	269
		3,60		14,70	24,32	39,02		5,8	0					
		4,40		19,50		19,50								
		19,50			19,50									
4	17	4,40	1,20	19,50		19,50	23,70	NK					0,07	87
		5,00		23,70	22,00	45,70		9,1	0					
		5,60		27,90		27,90								
		27,90			27,90									
5	15	5,60	9,93	27,90		27,90	52,73	NK					0,04	381
		10,57		52,73	22,00	74,73		9,1	0					
		15,53		77,55		77,55								
		14,53												
													2016	

Laskennasta nähdään, että ylin geotekninen kerros painuu valaisinpylvään kohdalla lähes koko paksuudeltaan. Kokonaisuudessaan painuma kasvaa pylvään kohdalla noin 200 mm viereisiin alueisiin verrattuna. Tämä lisäpainuma aiheuttaa geovahvistukseen vaakasuuntaisia lisäjännityksiä. Pistekuorma ei aiheuta lisäjännityksiä kerroksissa 4 ja 5. Kuvassa 20 on esitetty myös valaistuksen rakenteisiin kohdistuvat rasitukset A ja B, jotka johtuva epätasaisesta painumasta. Painumatarkkailulla on suuri merkitys myös valaistuksen rakenteiden osalta. Valomastojen kiertymät ja painumat aiheuttavat vetojännityksiä vajereihin ja siten taivutusmomenttia puupylväiden alaosiin.

## 10 Pohjanvahvistusmenetelmiä

### 10.1. Yleistä

Painuvia autokenttiä ovat alueet A0, A3 ja A4. Pohjanvahvistuksessa stabilointitekniikoiden tavoitteena on suuremman lujuuden saavuttaminen maapohjassa ja painumien rajoittaminen. Nykyiset kenttärakenteet toimivat lujiterakenteina primaarisen konsolidaatiopainuman loppuun asti, jonka jälkeen geovahvistet menettävät merkityksensä lujitteena. Konsolidaatiopainumaan kuluu kuitenkin yli 200 vuotta. Pohjanvahvistusta ei kannata tehdä jo valmiiksi lujitetulla rakenteella, stabiloinnin järkevin ajankohta olisi ollut ruoppausten yhteydessä suoritettava massastabilointi sekoittamalla sideainetta ruoppaus-

massaan. Ruoppausmassojen suuri määrä olisi kuitenkin aiheuttanut suuret kustannukset ruoppaus- ja stabilointityölle. Tämän työn kirjoitushetkellä alueella A0 suurimmat yksittäiset painumat ovat havaintojen perusteella keskimäärin 0,5 m, joka on hieman alle kolmasosa ajan kuluessa toteutuvasta koko kentällä toteutuvasta primaaripainumasta. Stabiloinnin suorittamista painuman rajoittamiseksi ei siten ole enää järkevää tehdä. Tarkastellaan kuitenkin eri stabilointitekniikoiden käytön perusedellytyksiä ja verrataan niitä autokenttien ominaisuuksiin.

## **10.2. Pilaristabilointi**

Pilaristabiloinnissa pilarointikoneen sekoitinkärki upotetaan stabiloitavaan maakerrokseen pilarin suunnitellun alapään tasoon ja sideaineen syöttö ja pilarin sekoitus aloitetaan sekoitinta ylös vedettäessä. Suomessa käytössä on lähes yksinomaan kuivamenetelmä, jossa jauhemainen sideaine syötetään paineilmaa käyttäen. (Tiehallinto 2001) Pilarin yleisimpiä halkaisijoita ovat 1990-luvun alkupuolelta asti olleet 600–700 mm pilarit. Pilarien maksimipituus nykyisellä kalustolla on noin 18–20 m, mutta maksimia lähennelevät pilaripituudet ovat harvoin taloudellisia. Pohjatutkimuksissa on selvitetty kovan pohjan taso läjitysalueiden päälle rakennetuilla kentillä. Mikäli pilarit ulotettaisiin kovaan moreenin asti, tarvittaisiin 15–20 m pitkiä pilareita ja kustannukset olisivat ym. ennakkotietojen mukaan suuria.

## **10.3. Määrämittaiset pilarit**

Määrämittaisissa pilareissa pilarirakenteen alle jätetään painuvia maakerroksia. Pyrkimyksenä on käyttää lyhyttä pilaripituutta ja siten pienentää stabilointikustannuksia. Määrämittaisten pilarien painumien laskenta vaatii tavallista perusteellisempia pohjatutkimuksia painumaominaisuuksiltaan ratkaisevissa savikerrostumien alaosista. (Tiehallinto 2001). Perusteellisemmat pohjatutkimukset tarkoittavat autokenttien tapauksessa kolmiaksiaalikoiteita ja uusia ödometrikokeita alimmista savikerroksista otettavista näytteistä. Savikerroksista on tutkittu vain kokoonpuristuvuusominaisuuksia ja kartiokokeella on määritetty leikkauslujuuksia. Puutteellisten pohjatutkimusten perusteella ei stabilointia kannata tehdä, sillä stabilointi voi silloin epäonnistua. Määrämittainen pilarointi soveltuu parhaiten painumien rajoittamiseen sellaisissa kohteissa, joissa välittömästi maanpinnan alapuolella sijaitsevat savikerrokset ovat painuman kannalta kriittisiä ja joissa savikerrosten kokonaispaksuus on suuri. Määrämittaisten pilareiden käytön autokentillä estävät kuitenkin tietyt ehdot koskien pilareiden alapuolisia kerroksia. On esitetty (Tiehallinto 2001), että pilarien alle ei saa jättää maakerroksia, joiden suljettu leikkauslujuus alittaa 15 kPa tai vesipitoisuus ylittää 100 % tai humuspitoisuus ylittää 2 %. Suoritettujen pohjatutkimustulosten perusteella alueella A0 on suljettu leikkauslujuus alemmissa savikerroksissa n. 10 kPa ja vesipitoisuus on yli 100 %. Arvot ovat alle stabilointiohjeessa olevien suositusten.



## **11 Yhteenveto ja johtopäätökset**

### **11.1. Painuman eteneminen**

Kenttien primaaripainuma kestää yli 200 vuotta. Alueella A0 painumien loppuarvot voivat olla jopa 2 m. Geovahviste toimii lujitteena siihen asti, kunnes primaaripainuma on toteutunut kokonaisuudessaan. Kun suurin osa painumasta on tapahtunut, voidaan kenttäalueilla tehdä uusia pohjatutkimuksia, jossa on tärkeintä keskittyä maapohjan lujuusominaisuuksien kehittymiseen. Tämän jälkeen kentän vakavuutta voidaan tutkia  $c\phi$ -analyysillä, jonka peruslähtökohtana on avoimen tilan lujuusominaisuudet. Ennen kuin avoimen tilan saavuttamiseen tarvittava aika on kulunut, vahvistettua rakennetta ei tule rikkoa kunnossapitotöissä. Laajalta alalta rikottu rakenne synnyttää välittömästi ns. reuna-alueen, jolla voi tapahtua liukupintasortuma. Painumien korjaukset (korotukset) tulee suorittaa kevyillä hyvin vettä läpäisevillä materiaaleilla esim. rengasrouheella. Mikäli tuhkaa halutaan käyttää korotusmateriaalina, on huomioitava sen huono vedenläpäisevyys ja tuhkan käytön vaatima ilmoitusmenettely. Tuhkakorotukseen tulee lisätä hulevesiviemärointi, jotta sen läpi voidaan tarvittaessa johtaa hulevesiä.

### **11.2. Kuivatus**

Sulan maan aikana hulevedet johdetaan rakennettuihin hulevesiviemäriin. Talvella satavat lumet on poistettava kentiltä, sillä hulevesiviemäreiden kapasiteetti on paikoin liian pieni siirtämään sulamisvedet ja mahdollisesti samaan aikaan satavan veden. Pintavesien nousemiseen kenttärakenteiden pinnalle on varauduttava pumppausjärjestelmällä, joka voidaan toteuttaa alueella A0 painumamittausten jälkeen. Entinen kaatopaikka-alue, alue A1 ja A5 ovat ainoita alueita, joilla on normaalisti toimivat vedenjakajat, tasaukset ja hulevesiviemärointi. Näillä alueella on kuitenkin huolehdittava lumenpoistosta siten, ettei sulamisvesiä pääse valumaan alemmille kenttärakenteille.

## 12 Lähdeluettelo

Hartikainen O., Maanrakennustekniikka 435, Hakapaino Oy, ISBN 951-672-304-7, Helsinki 2002.

Kankare E. Geoteknillinen teoria. Teoksessa: Maarakennusalan tutkimus -ja suunnitteluohjeita osa IV, Tie- ja vesirakennushallitus 1970, Valtion painatuskeskus, Helsinki 1970.

Kaakkois-Suomen ympäristökeskus, ympäristölupapäätös 0499Y0089-171 A 1076, 17.10.2000, Kouvola 2000.

Kaakkois-Suomen ympäristökeskus, ympäristölupapäätös KAS-2005-Y-136-111 2006, Kouvola 2006.

Kaakkois-Suomen ympäristökeskus, ympäristölupapäätös KAS-2006-R-13-53 2007, Kouvola 2007.

Karvonen J. & Norema R. 2004, Kotkan Satama Oy, Hietasen läjitysalue koillisosa, siipikairaukset, raportti 4.2.2004, SCC Viatek Oy, Kotka 2004.

Karvonen J. & Norema R. 2006, Kotkan Satama Oy, Hietasen sataman taustakentät, Alue A1 Suunnitelmaselostus 9.1.2006, Suomen IP-Tekniikka Oy, Kotka 2006.

Korhonen, K-H. 1985. Muodonmuutosominaisuudet. Teoksessa: RIL 157-1 Geomekaniikka 1, Suomen Rakennusinsinöörien liitto 1985, luku 8 S. 259-309, ISBN 951-758-086-X.

Korhonen, K-H. 1985. Rakenteiden painuminen. Teoksessa: RIL 157-1 Geomekaniikka 1, Suomen Rakennusinsinöörien liitto 1985, luku 10 S. 363-410, ISBN 951-758-086-X.

Mäkinen, R. 1985. Pohjatutkimukset. Teoksessa: RIL 157-1 Geomekaniikka 1, Suomen Rakennusinsinöörien liitto 1985, luku 4, S. 125-186, ISBN 951-758-086-X.

Norema, R. Karvonen J., Kotkan Satama Oy, Hietasen sataman ruoppaus läjitysalue, Kokoomanäytteet, raportti 1.3.2004, SCC Viatek Oy, 2004.

Rakennustieto ry. InfraRYL 2006 -nimikkeistö. Rengas- ja rengasrouhepenkereet. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.12.2009].  
Saatavissa: [www.rts.fi/.../18325%20%20Rengasrouhepenkereet\\_RTS05-48.doc](http://www.rts.fi/.../18325%20%20Rengasrouhepenkereet_RTS05-48.doc)

Tanska H. Slunga E. Forsman J, Hoikkala S. Saarinen R., Geovahvisteiden käyttö, Suunnittelu ja rakentaminen, Teknillinen korkeakoulu, Rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto, Rakennetekniikan laitos, Pohjarakennus ja maamekaniikka, Otaniemi 1995.

Tiehallinto, TIEH 2100008-01, Syvästabiloinnin suunnitteluohje. Helsinki 2001, ISBN 951-803-305-6. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 8.3.2010].  
Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2100008-v-04.pdf>

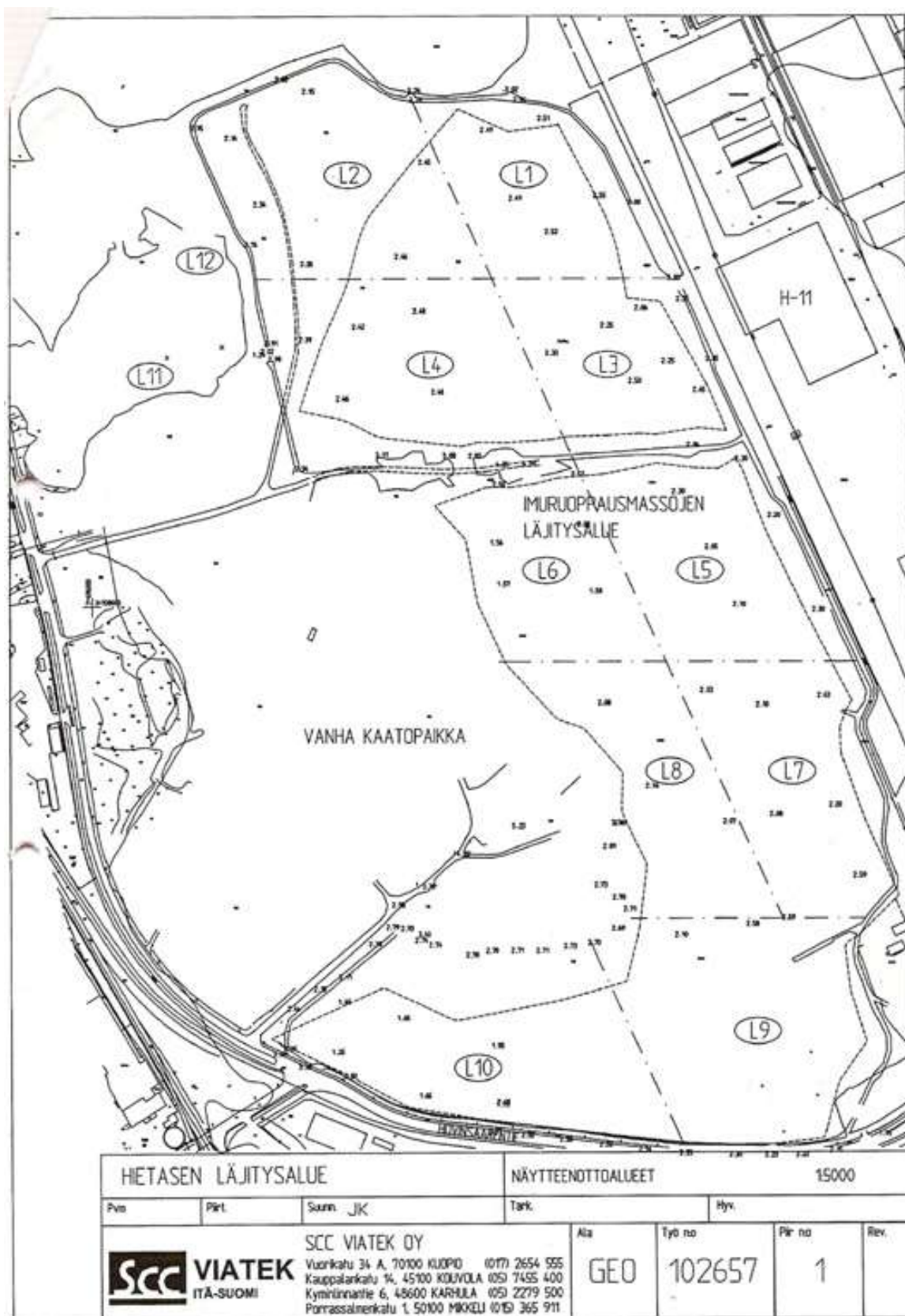
Tielaitos, Päälysteiden suunnittelu, Tiehallinto, Tie- ja liikennetekniikka, Helsinki 1997, ISBN 951-726-372-4.

Valtioneuvoston asetus (214/2007) maaperän pilaantuneisuuden ja puhdistustarpeen arvioinnista. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.3.2010].  
Saatavissa: <http://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2007/20070214>

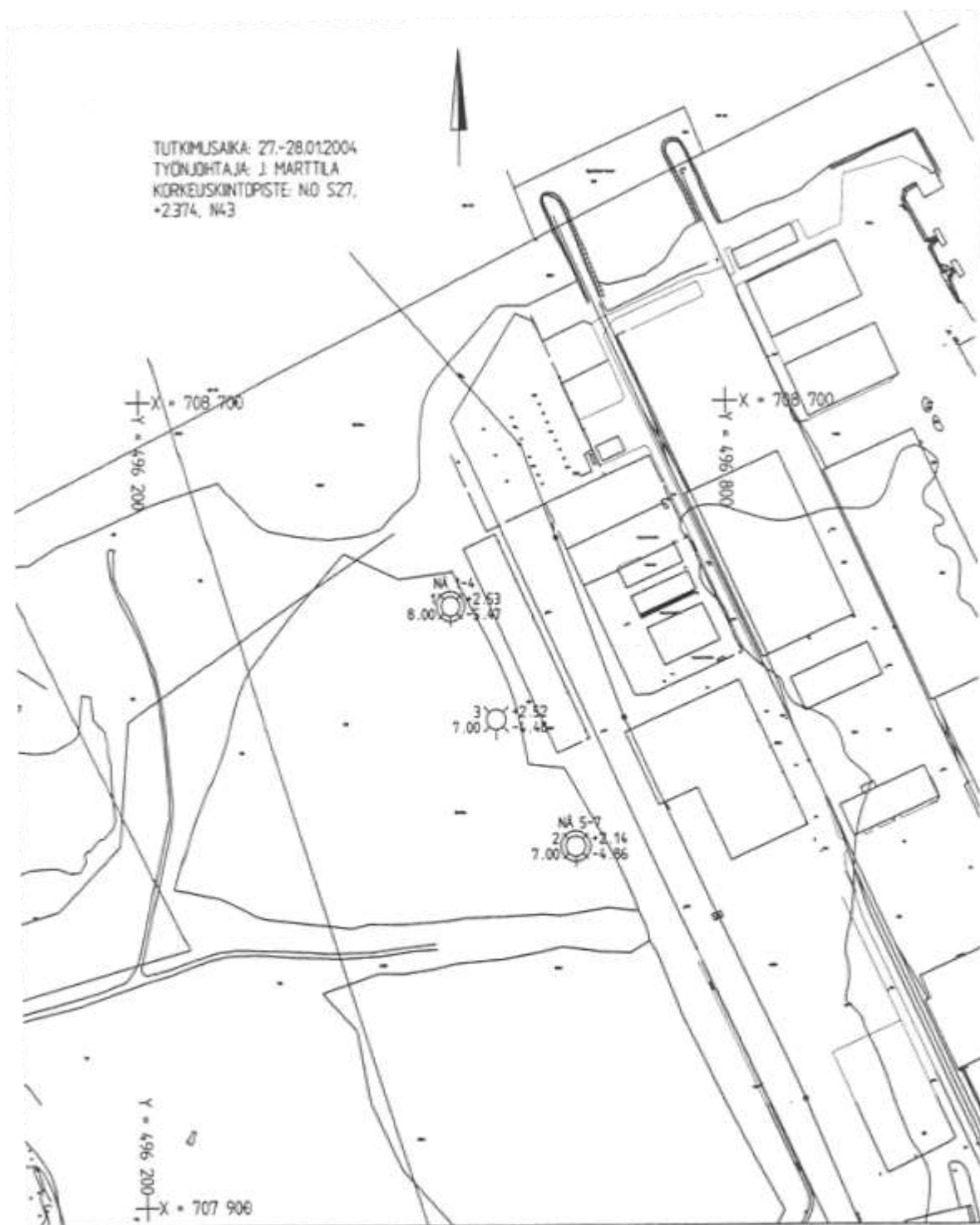
Valtioneuvoston päätös (861/1997) kaatopaikoista. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 23.10.2009]. Saatavissa: <http://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/1997/19970861>

Vepsäläinen, P. 1985. Jännityksen jakautuminen rakennuspohjassa. Teoksessa: RIL 157-1 Geomekaniikka 1, Suomen Rakennusinsinöörien liitto 1985 S. 311-361 ISBN 951-758-086-X.


Vepsäläinen P. 2006, Teknillinen korkeakoulu, Rak-50.125 Maamekaniikan erikoisopintopaketti, opetusmonisteet, erä 5, Espoo 2006.

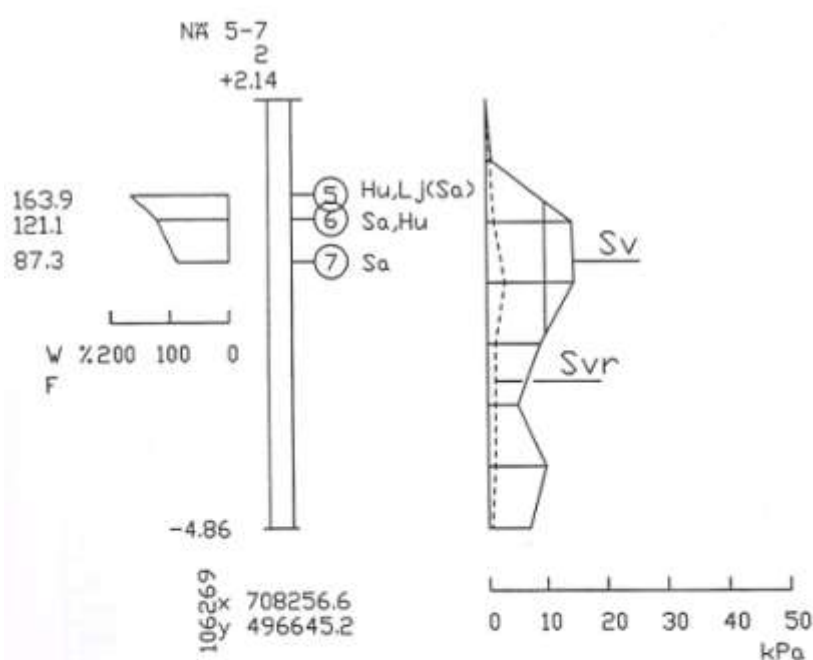
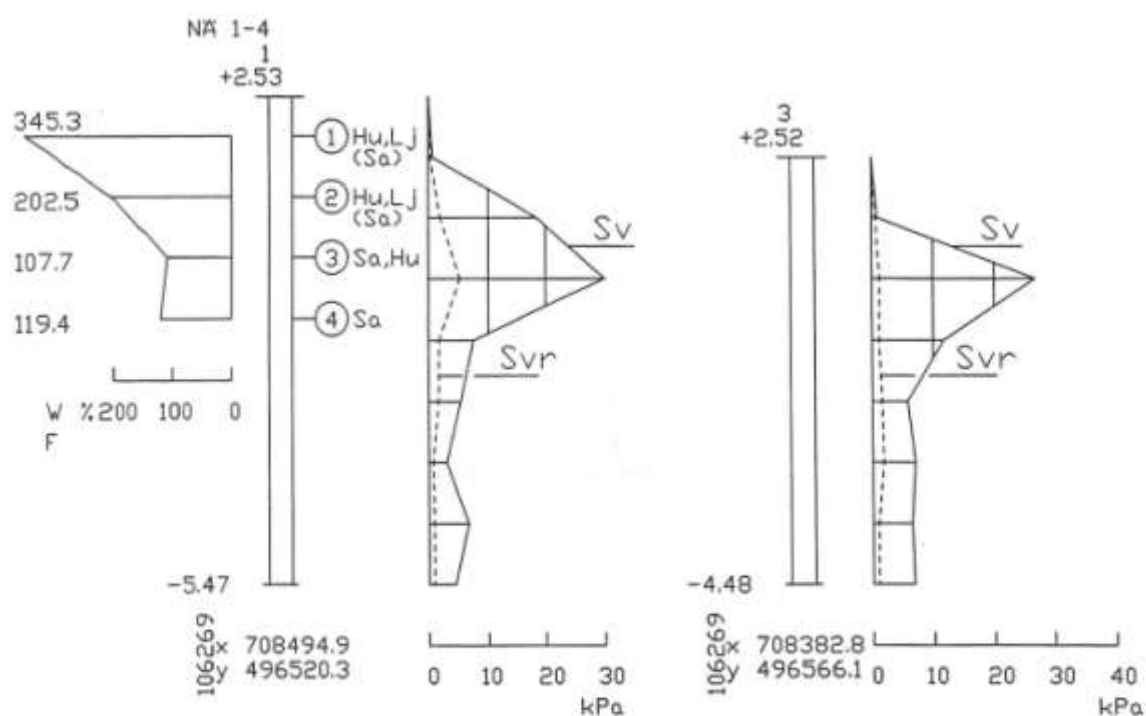






## HIETASEN LÄJITYSALUE / TUTKIMUSKARTTA 1:5000


Pvm 03.02.04	Piiri AJ	Suun JK	Tark.	Hyy.				
 <b>VIATEK</b> ITÄ-SUOMI			SCC VIATEK OY Vuorikatu 34 A, 70100 KUOPIO 10771 2654 555 Kauppalaankatu 14, 45100 KOUVOLA 1051 7455 400 Kynnänmäentie 6, 48600 KARHULA 1051 2279 500 Porrasalmenkatu 1, 50100 MIKKELI 10151 365 911		Ala	Työ no	Piiri no	Rev.
			GEO		106269	1		



HIETASEN LÄJITYSALUE / SIIPIKAIRAUSDIAGRAMMIT 1:100						
Pvm 03.02.04	Piir. AJ	Suun. JK	Tark.	Hyv.		
<b>SCC VIATEK</b> ITÄ-SUOMI			SCC VIATEK OY Vuorikatu 34 A, 70100 KUOPIO (017) 2654 555 Kauppatorikatu 14, 45100 KOUVOLA (05) 7455 400 Kynälinnantie 6, 48600 KARKULA (05) 2279 500 Porrasalmentie 1, 50100 MIKKELI (015) 365 911	Ala GEO	Työ no 106269	Piir no 2







VIATEK

ITÄ-SUOMI

Työ No

106269-01/

Liite

1

KAUPPALANKATU 14, 45100 KOUVOLA

Puh: (05) 7455 400

MAANÄYTTEIDEN TUTKIMUSTULOKSET

TILAAJA

Kotkan satama

TYÖ / KOHDE

Hietasen läjitysalue

TUTKI


Ellen Siren

pvm 29.01.2004

GEO	SÄVI 0.002		SILTTI 0.06		HIEKKA 2		SORA 60								
	hieno 0.006	keski 0.02	karkea 0.075	hieno 0.2	keski 0.6	karkea 2	hieno 6	keski 20	karkea 60						
100 %															
90															
80															
70															
60															
50															
40															
30															
20															
10															
	0.006	0.002	0.006	0.02	0.075	0.125	0.25	0.5	1	2	4	8	16	32	64

Näytteen numero	1	2	3	4	
- rakeisuuskäyrrä	a	b	c	d	e
- piste	pt 1	pt 1	pt 1	pt 1	
- syvyys m	0.3-1.0	1.3-2.0	2.3-3.0	3.3-4.0	
- ottoaika	20.1.2004	20.1.2004	20.1.2004	20.1.2004	
Silmävarainen määräitys	Hu,Lj(Sa)	Hu,Lj(Sa)	Sa,Hu	Sa	
Vesipitoisuus %	345.3	202.5	107.7	119.4	
Routivuus					
Humuspitoisuus %					
Tilavuuspaino, kuiva kN/m3					
Tilavuuspaino, märkä kN/m3					
Tehokas raekoko D10					
Tasaisuusluku D60/D10					
Karliskoe Sk kN/m2					
Karliskoe Skr kN/m2					
Vedenläpäisevyys k cm/s					
kapillaarisuus					
MAALAJI					
Huom.					

(RAJAKÄYRÄTIEDOT RL 132-2000)

	<b>VIATEK</b> ITÄ-SUOMI	Työ No 106269-01/	Liite 2
KAUPPALANKATU 14, 45100 KOUVOLA Puh: (05) 7455 400			
<h2 style="margin: 0;">MAANÄYTTEIDEN TUTKIMUSTULOKSET</h2>			
TILAAJA	Kotkan satama		
TYÖ / KOHDE	Hietasen läjitysalue		
TUTKI	Ellen Siren	PVM	29.01.2004

GEO	SAVI 0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	60
	hieno	keski	karkea	hieno	keski	karkea	hieno	keski	karkea	
100										
90										
80										
70										
60										
50										
40										
30										
20										
10										
	0.0006	0.002	0.006	0.02	0.074	0.125	0.25	0.5	1	2

Näytteen numero	5	6	7	8	9
- rakeisuuskäyrä	— a —	— b —	— c —	— d —	— e —
- piste	pt 2	pt 2	pt 2		
- syvyys m	1.3–1.6	1.8–2.1	2.5–2.8		
- ottoaika	20.1.2004	20.1.2004	20.1.2004		
Silmävarainen määrittäminen	Hu,Lj(Sa)	Sa,Hu	Sa		
Vesipitoisuus %	163.9	121.1	87.3		
Routivuus					
Humuspitoisuus %					
Tilavuuspaino, kuiva kN/m <sup>3</sup>					
Tilavuuspaino, märkä kN/m <sup>3</sup>					
Tehokas raekoko D10					
Tasaisuusluku D60/D10					
Karlilokoe Sk kN/m <sup>2</sup>					
Karlilokoe Skr kN/m <sup>2</sup>					
Vedenläpäisevyys k cm/s					
kapilaarisuus					
MAALAJI					
Huom.					

(RAJAKÄYRÄTIEDOT RIL 132-2000)

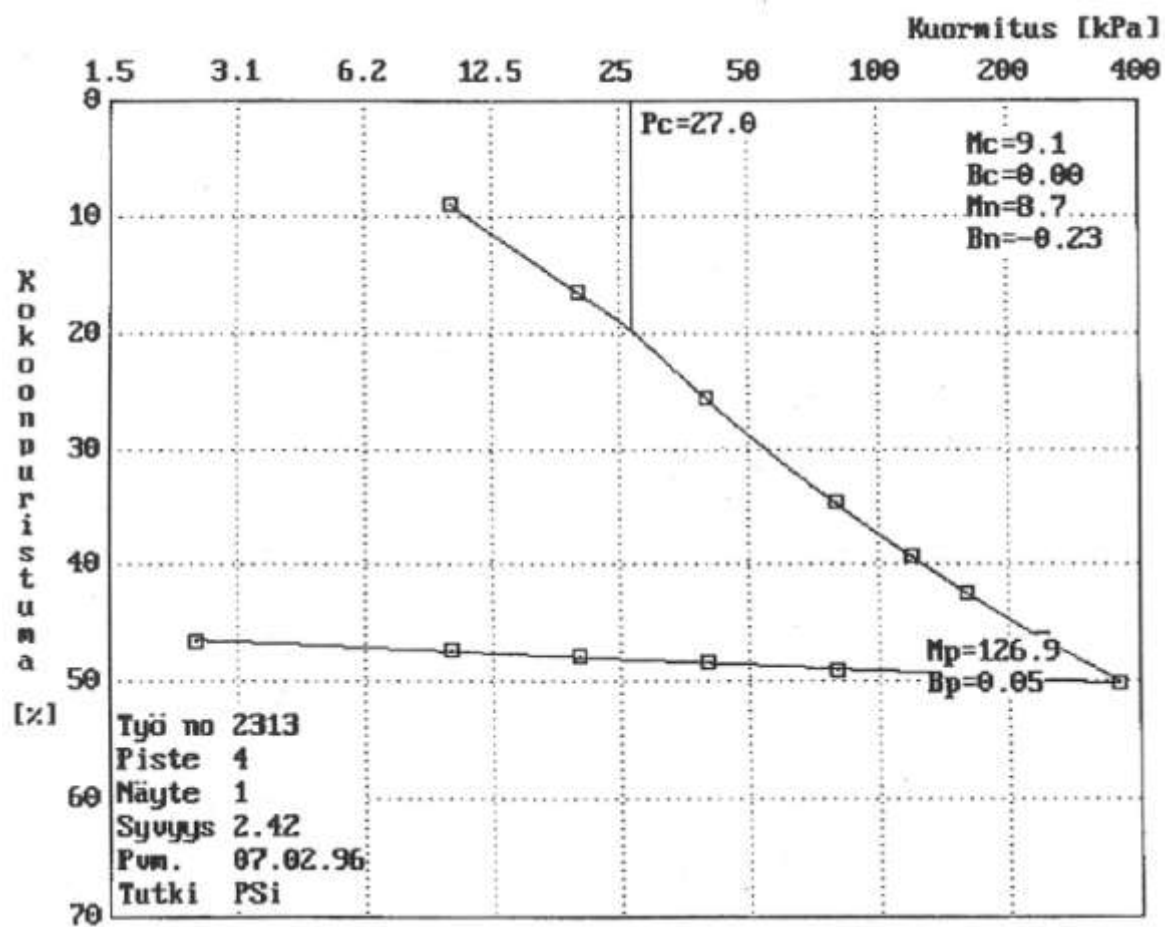
## MAANAYTTEIDEN TUTKIMUSTULOKSET

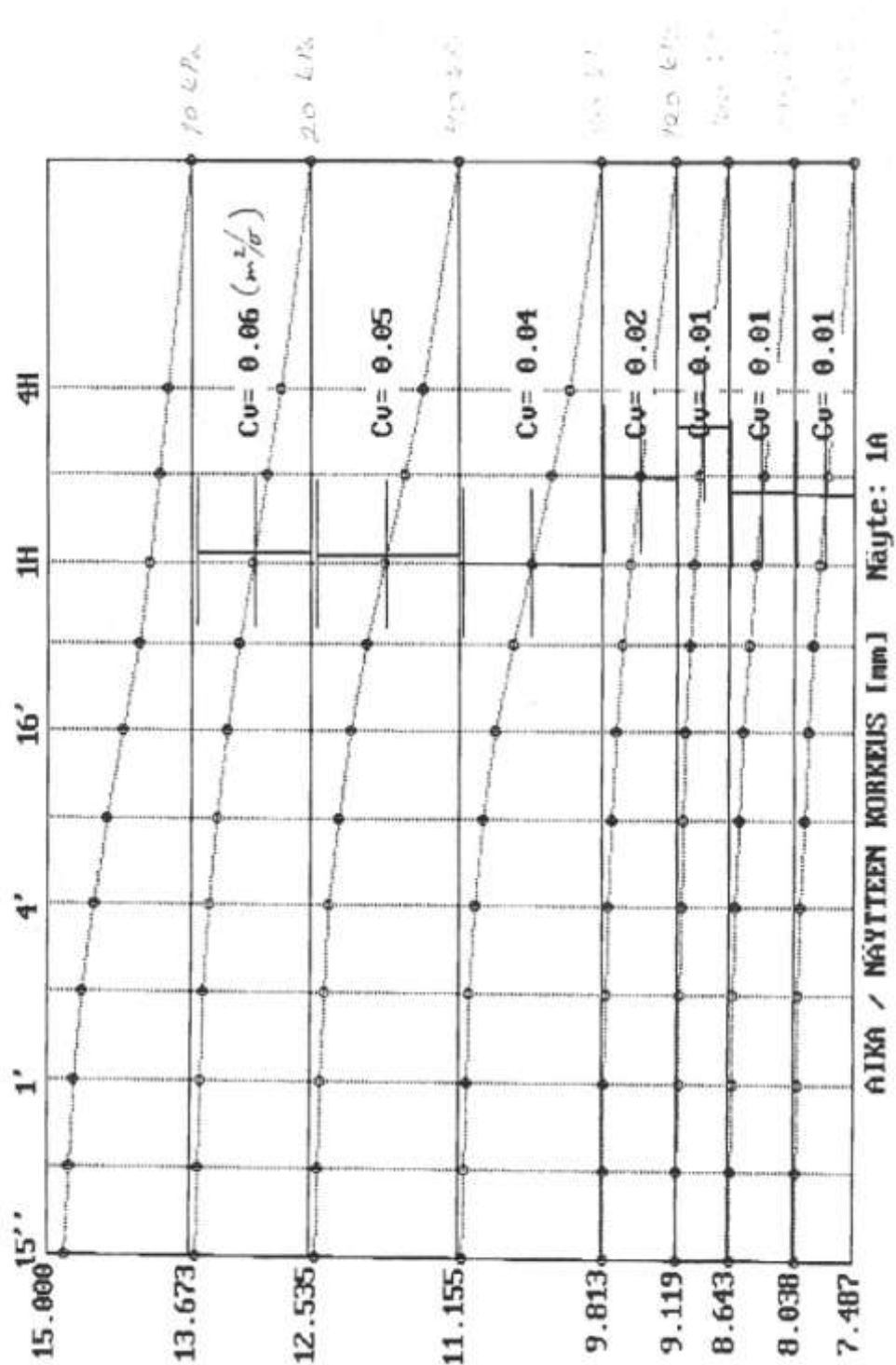
GEO		SÄTTI		HEIKKA		SORA		KIVET			
0.001	0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	60	
RT	sw	hessu	hiesä	hietä	hietä	sora	lovet				
Näytteen No		1.		2.		3.		4.		5.	
Rakeisuuskäyrä											
Näytteen- otto	Palkka	p+4		p+4		p+4		p+4		p+4	
	Syvyys	0104		0104		0104		0104		0104	
	Tapa	M+		M+		M+		M+		M+	
	Pvm	22.1.96		22.1.96		22.1.96		22.1.96		22.1.96	
Maanpinnan korkeus											
Maalaji GEO		saSi		saSi		Sa		Laba		Sa	
Vesipitoisuus W %		115.4%		107.6%		85.2%		90.7%		86.7%	
Tiivius- paine kN/m <sup>2</sup>	kosteana	12.93		12.96		14.78		14.57			
	kuivana										
Lekkaus- lujuus kN/m <sup>2</sup>	Karkkio	leikkauksen lujuus	S <sub>k</sub>	4.50	4.40	2.30	1.80				
		leikkauksen lujuus	S <sub>sk</sub>								
		leikkauksen lujuus	S <sub>i</sub>	2.24	2.16	3.52	3.48				
		leikkauksen lujuus	F	110.78	119.44	72.42	72.56				
	Puristus	S <sub>p</sub>									
Hunus %		Huom.!									
Kapillaarisuus cm		Väliä									
Juoksuraja w <sub>l</sub> %		Kuitua									
Kieritysraja w <sub>p</sub> %											
Plastisuusluku Ip											
TILAAJA: Kotkan kaupunki						Näytteen otaja		Hyväks.			
Työn nimi: Hietasen laiturialue						Tutkija: D. A.		Päiväys: 2.2.1996			
(Ves. karkkio)						Tark.					
Kymen VIATEK Oy						GEOTEKNINEN LABORATORIO		Työ No		2313	
Kauppatori 14, 45100 KOUVOLA 1950 311 5203											
Keskustienkatu 6, 48600 KARHULA 1952 279 500											
Välitalo 18, 53100 LAPPEENRANTA 1953 415 2780											

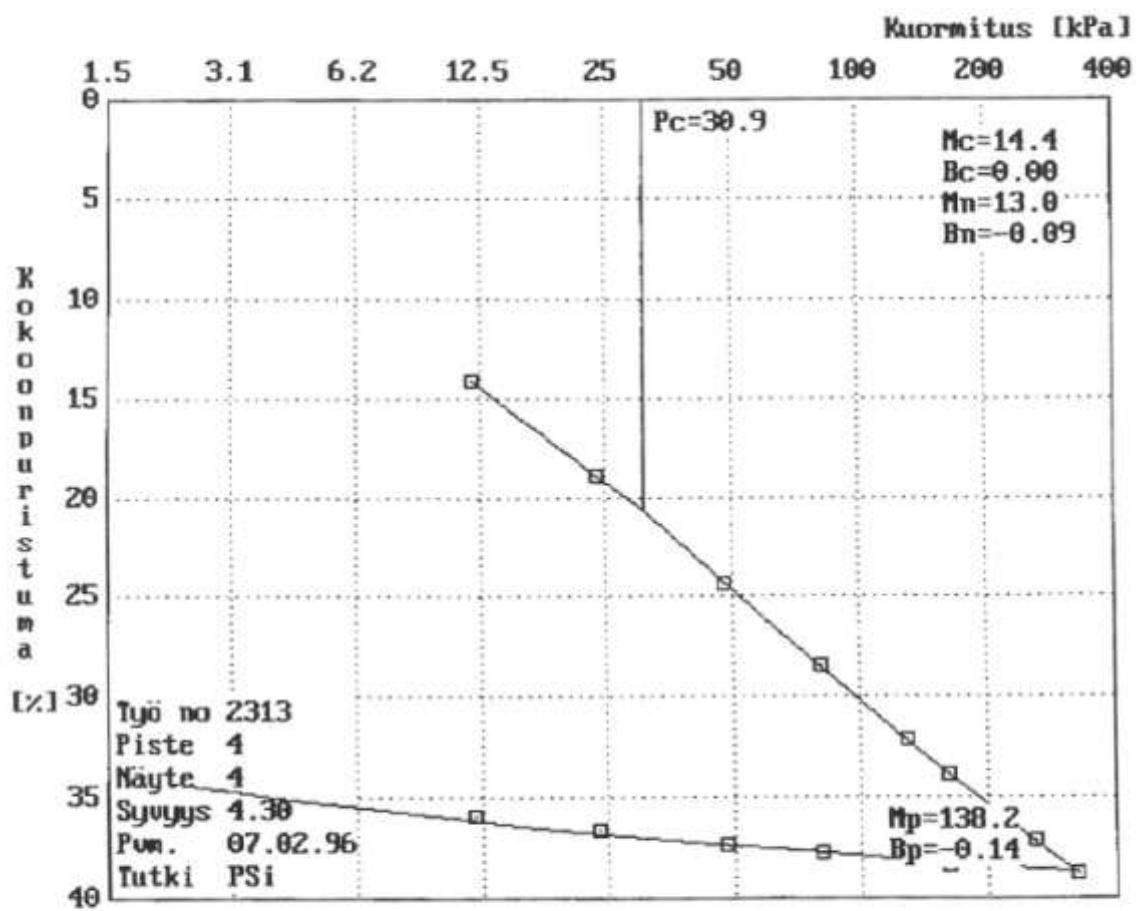


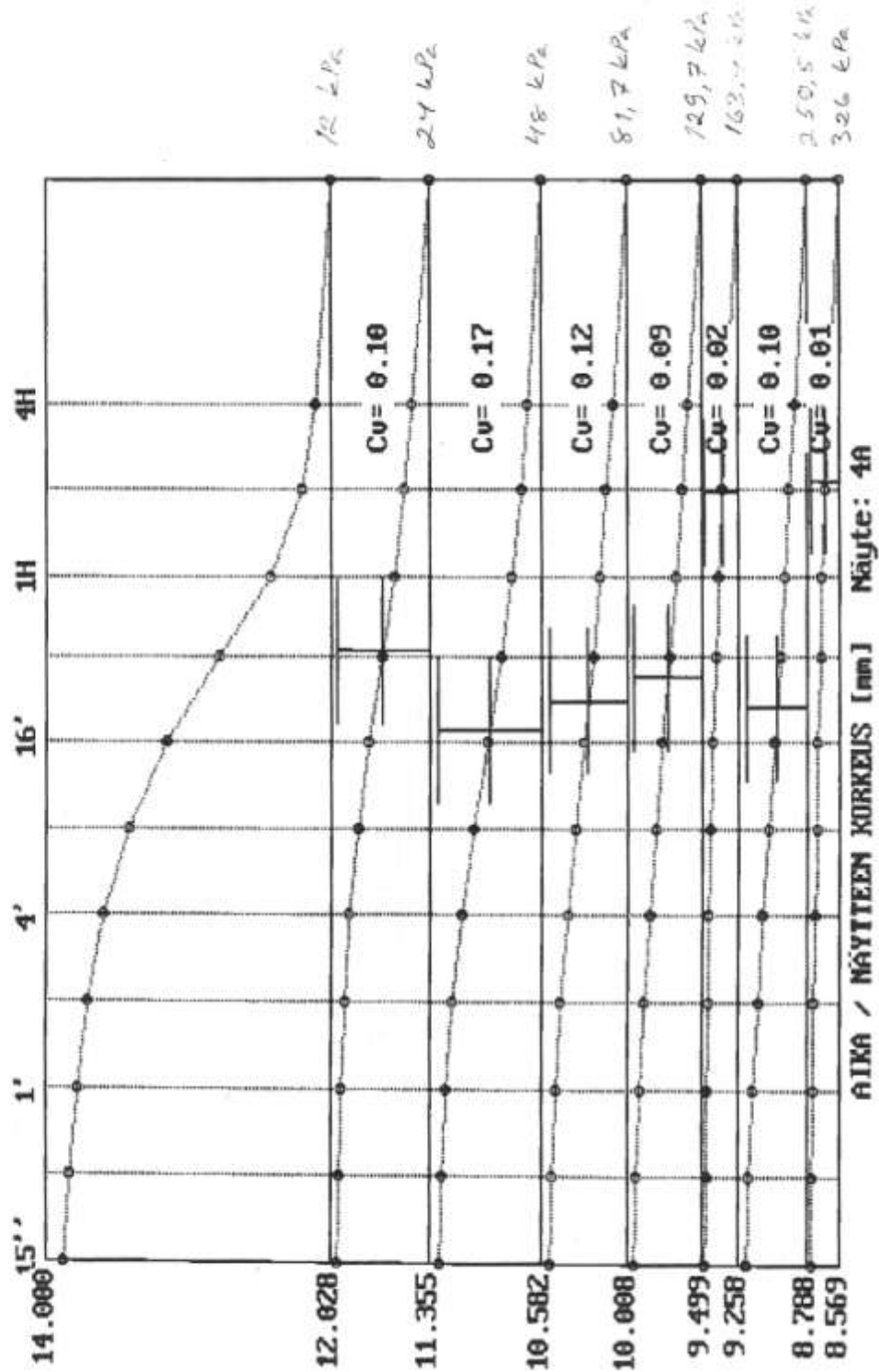
## MAANAYTTEIDEN TUTKIMUSTULOKSET

GEO		SAMI		SLTTI		HEKKA		SORA		KIVI	
0.001 0.002		0.006 0.02		0.06 0.2		0.6 2		6 20		60	
<p>RT: <i>sa</i> <i>hessa</i> <i>hela</i> <i>hessa</i> <i>sora</i> <i>hivet</i></p>											
Näytteen No		6.									
Rakeisuuskäyrä											
Näytteen- otto	Pakka	p+4									
	Syvyys	4.54									
	Tapa	Mt									
	Pvm.	22.1.96									
Maanpinnan korkeus											
Maalaji GEO		Sa									
Vesipitoisuus W %		71.2%									
Tiivius- paine kN/m <sup>2</sup>	kosteana	14.17									
	kuivana										
Lekkaus- lujuus kN/m <sup>2</sup>	Karlakoe	Halki- hyökkäys	S <sub>k</sub>	3.40							
		Halki- hyökkäys	S <sub>sh</sub>								
		Selkeä- voima	S <sub>i</sub>	4.82							
		Hirtin- taku	F	61.94							
	Puristus- lujuus	S <sub>p</sub>									
Humus %											
Kapillaarisuus cm											
Jucksuraja w <sub>l</sub> %											
Kienitysuraja w <sub>p</sub> %											
Plastisuusluku Ip											
TILAAJA: Kotkan kaupunki								Näyt- otaja		Hyväks.	
Työn nimi: Niittasen lause-alue								Tutkija		Päiväys: 2.2.1996	
(4.5 kaista)								Tark.		Työ No	
<b>Kymen VIATEK Oy</b> Kauppakatu 14, 45100 KUMOLA 1959 311 5203 Kymintie 6, 48600 KARJULA 1952 279 500 Viikinkaatu 18, 53100 LAPPENRANTA 1953 415 2780								GEOTEKNINEN LABORATORIO		2313	

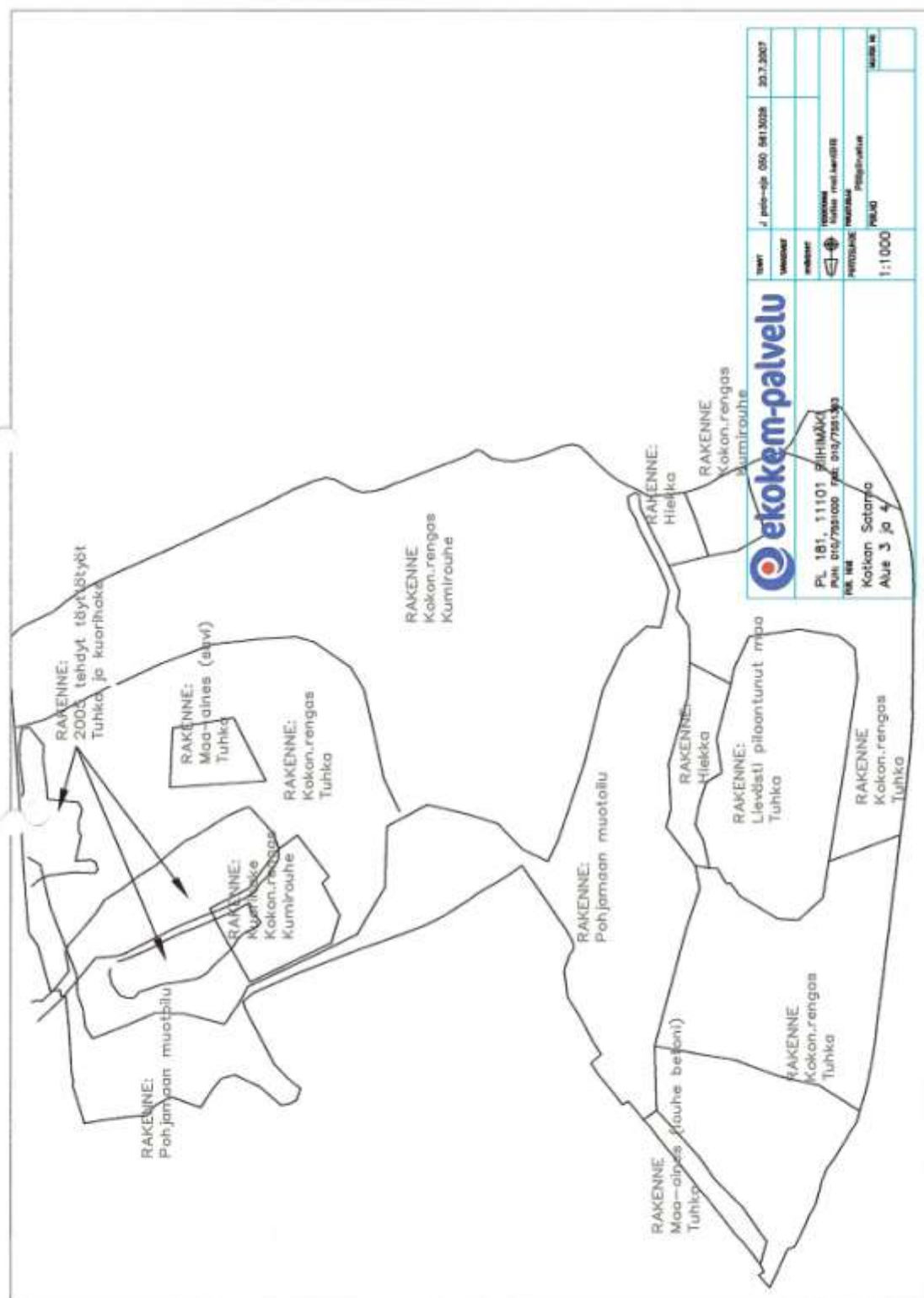




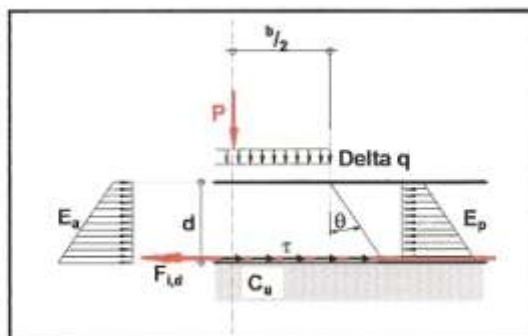
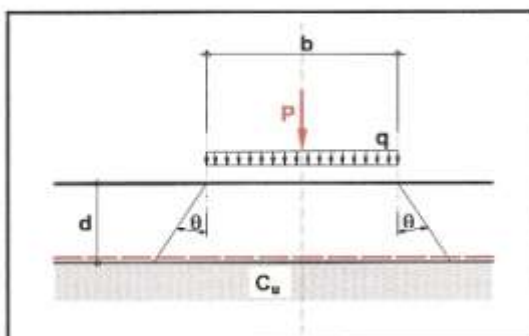








### Sub-base stabilisation - Calculation



Input parameters:			
Abbr.	Description	Value	Unit
<b>Loading parameters:</b>			
P	Single load ("one tire load")	40	kN
$\eta$	Safety factor for base failure 1,5 for temp. Roads / 2,0 for perm. roads	2	-
$b/2$	Half of the loading width ("half of the tire width")	0,125	m
$v_c$	Coefficient for the shape of the loading area	1,2	-
<b>Soil parameters:</b>			
$\gamma$	Density of fill material	20	kN/m <sup>3</sup>
$\phi$	Friction angle of fill material	37,5	°
$E_s$	Stiffness modulus of fill material	150	MN/m <sup>2</sup>
$d$	Assumed thickness of fill material (not a "must input", overrules calculated values!)	0,25	m
$\theta$	Load spread angle of fill material	26	°
$C_u$	Undrained cohesion of subsoil (assumed or measured)	75	kN/m <sup>2</sup>
$E_{v2}$	Elast. modulus (2) of subsoil (assumed or measured)	15,0275	MN/m <sup>2</sup>
<b>Product parameters:</b>			
$\eta_1$	Safety factor on pullout resistance	1,5	-
$f_{SG}$	Interaction factor for friction capacity: soil / geosynth. ( $\tan \delta / \tan \phi$ )	0,8	-
$\gamma_m$	Safety factor against rupture of reinforcement	1,3	-
$RF_1$	Reduction factor on creep influences	1,46	-
$RF_2$	Reduction factor on installation damage	1,25	-
$RF_3$	Reduction factor on installation accuracy	1	-
$RF_4$	Reduction factor on environmental influences	1,12	-
$RF_5$	Reduction factor according to dynamic loadings	1	-

Summarised results:	
Attention - dc was manually chosen, crosscheck with calculated values!	
Required thickness of fill material ( $d_c$ ):	0,25 m
Required product short term tensile strength ( $F_p$ ):	21,17 kN/m
Required anchoring length (l):	0,15 m
Calculated deflection at the road surface ( $s_{sum}$ ):	0,003 m
Calculated final deformation modulus ( $E_{VM}$ ):	49,23 MN/m <sup>2</sup>
Suggested product:	
polyfelt.Rock GX 35/35F	